

Trabajo Fin de Grado

Ingeniería Civil

Influencia de la luz interior en el comportamiento dinámico de marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad

Autor: Francisco José Amarillo Herrero

Tutor: Antonio Martinez De La Concha

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2016



Trabajo Fin de Grado
Ingeniería Civil

Influencia de la luz interior en el comportamiento dinámico de marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad

Autor:
Francisco José Amarillo Herrero

Tutor:
Antonio Martínez De La Concha

Dep. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2016

Autor: Francisco José Amarillo Herrero

Tutor: Antonio Martinez De La Concha

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2016

El Secretario del Tribunal

A mi tutor, Antonio Martinez, por su ayuda y dedicación en todo momento.

A mi familia y amigos, por su apoyo y cariño.

A M.G., por su paciencia.

El presente trabajo consiste en modelar mediante elementos finitos en el software Sap2000 [14] un tramo de una línea de alta velocidad que es atravesado por un paso inferior en forma de marco prefabricado. Se realizará un estudio dinámico sometiendo a la infraestructura al paso de los trenes envolventes correspondientes de alta velocidad, establecidos por la normativa IAPF-07 [1] (familia de trenes HSLM-A).

El objetivo fundamental es obtener, en determinados puntos, los desplazamientos y aceleraciones máximas en función de la luz del marco (3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15 y 20 metros) y de la calidad del terreno natural bajo el terraplén que constituye la plataforma. Se estudiarán terrenos pertenecientes a los cuatro grupos definidos según la norma NCSE-02 [13] en función de la velocidad de propagación de las ondas.

Previamente se justificarán dos decisiones fundamentales: el tamaño de malla y la estrategia de cálculo.

En lo referente al tamaño de los elementos que componen el modelo, se realizará un análisis de sensibilidad con cinco mallas diferentes y en función de la convergencia de los resultados se elegirá una malla u otra.

En cuanto a la estrategia de cálculo, esta debe estar compuesta por un método resolutivo para el problema dinámico que no conlleve un gasto computacional excesivo. Se usará por tanto el cálculo por integración modal a modo cualitativo para averiguar cuáles son los trenes resonantes en cada uno de los casos, para cada luz interior del marco y para cada tipo de terreno natural. Posteriormente se abordará el cálculo por integración directa de cada modelo sometido únicamente a las sollicitaciones de dicho tren resonante. De esta forma se consigue reducir la envergadura del problema, sometiendo a la infraestructura al paso de un solo tren, lo cual permite obtener resultados precisos con un gasto computacional coherente.

Finalmente se obtendrá el coeficiente de impacto del marco, las aceleraciones en la losa superior del marco y las aceleraciones en la capa de balasto. Estos resultados se compararán con los límites establecidos por la normativa en cuanto a flechas y aceleraciones del tablero del marco y aceleraciones de la capa de balasto en relación con la posible licuefacción del mismo.

Índice

Resumen.	ix
Índice.	xi
Índice de Tablas.	xiii
Índice de Figuras.	xv
1. Introducción, metodología y objetivos.	1
1.1. <i>Introducción.</i>	1
1.1.1. Motivación y problemática existente.	1
1.1.2. Resonancia.	2
1.1.3. Licuefacción del balasto.	2
1.2. <i>Objetivos.</i>	3
1.3. <i>Metodología.</i>	6
2. Revisión del estado del arte.	11
2.1. <i>Marco normativo de referencia para marcos bajo terraplén.</i>	11
2.2. <i>Modelos matemáticos de la infraestructura.</i>	12
2.2.1. Viga (carril) sobre apoyo elástico continuo (modelo Winkler).	12
2.2.2. Viga (carril) sobre apoyos discretos.	13
2.2.3. Viga (carril) sobre apoyos discretos incluyendo la modelización del balasto.	13
2.2.4. Viga (carriles) sobre traviesas apoyadas sobre un continuo. Modelos de elementos finitos en dos y tres dimensiones.	14
2.3. <i>Solución el problema dinámico de cargas móviles.</i>	16
2.3.1. Trabajos y publicaciones sobre soluciones al problema de cargas móviles.	16
2.3.2. Integración directa en el tiempo.	16
2.3.2.1. Método de Newmark.	18
2.3.3. Integración por modos de vibración.	20
2.3.4. Conclusiones y aplicaciones de cada método.	23
3. Modelo de elementos finitos de la infraestructura.	25
3.1. <i>Descripción del tramo de vía en estudio.</i>	25
3.2. <i>Modelo de EF. Geometría, mallado y condiciones de contorno.</i>	29
3.2.1. Subestructura.	29
3.2.2. Superestructura.	33
3.3. <i>Modelo de cargas.</i>	37
3.3.1. Modelo para interoperabilidad en líneas de alta velocidad (HSLM).	37
3.3.2. Aplicación en el modelo de EF de la infraestructura.	38
3.4. <i>Variables de estudio.</i>	39
4. Análisis de influencia del tamaño de la malla de elementos finitos.	41
4.1. <i>Frente a los desplazamientos máximos.</i>	42
4.2. <i>Frente a las aceleraciones máximas.</i>	43
4.3. <i>Conclusiones.</i>	44

5. Análisis de influencia del nº de modos a emplear en el análisis modal.	45
6. Metodología de obtención de resultados.	51
6.1. <i>Análisis previo mediante el cálculo modal.</i>	51
6.2. <i>Análisis mediante integración directa (método de Newmark).</i>	56
6.3. <i>Error cuantitativo de resultados asociado al cálculo modal.</i>	57
7. Análisis comparativo de resultados.	61
7.1. <i>Influencia de la luz interior del marco.</i>	61
7.2. <i>Influencia del tipo de terreno natural.</i>	70
8. Conclusiones.	73
9. Desarrollo futuro.	75
10. Referencias.	77
Anexos.	79
<i>Anexo A. Trenes y velocidades más desfavorables.</i>	79
<i>Anexo B. Resultados del análisis mediante integración directa paso a paso.</i>	79
<i>Anexo C. Gráficas de desplazamientos y aceleraciones.</i>	81
C.1. Terreno tipo I.	81
C.2. Terreno tipo II.	92
C.3. Terreno tipo III.	103
C.4. Terreno tipo IV.	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores de rigideces del terreno natural.	5
Tabla 2. Definición del tren dinámico universal-A.	11
Tabla 3. Malla balasto, terraplén y plataforma.	30
Tabla 4. Propiedades balasto, terraplén y plataforma.	30
Tabla 5. Mallado de marcos.	32
Tabla 6. Características de la familia de trenes universales UNIV-A, obtenida al variar la longitud D. (Comité ERRI D214 [4])	37
Tabla 7. Tamaños de malla.	41
Tabla 8. Desplazamientos máximos para cada tamaño de malla.	42
Tabla 9. Porcentaje de semejanza de los resultados de desplazamientos máximos respecto a la malla muy fina.	43
Tabla 10. Aceleraciones máximas para cada malla.	43
Tabla 11. Porcentaje de semejanza de los resultados de aceleraciones máximas respecto a la malla muy fina.	44
Tabla 12. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo I ($E = 3096$ MPa).	57
Tabla 13. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo I ($E = 881$ MPa).	58
Tabla 14. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo III ($E = 220$ MPa).	59
Tabla 15. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo IV ($E = 55$ MPa).	59
Tabla 16. Resultados terreno tipo I.	61
Tabla 17. Valores máximos para terreno natural tipo I.	63
Tabla 18. Resultados terreno tipo II.	64
Tabla 19. Valores máximos para terreno natural tipo II.	65
Tabla 20. Resultados terreno tipo III.	66
Tabla 21. Valores máximos para terreno natural tipo III.	67
Tabla 22. Resultados terreno tipo IV.	68
Tabla 23. Valores máximos para terreno natural tipo IV.	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Paso del tren AVE sobre el río Júcar.	1
Figura 2. P.K. 315.9 línea de AVE Madrid-Sevilla vista hacia el sur.	3
Figura 3. Marco para paso inferior de ferrocarril Casariche-Badolatosa.	4
Figura 4. Marco para paso inferior de ferrocarril en Zamora.	4
Figura 5. Geometría en Catia [15].	6
Figura 6. Malla de elementos finitos en Abaqus [16].	6
Figura 7. Modelo 3D en Sap2000 [14]	7
Figura 8. Gráfica B.9 IAPF-07 [1].	8
Figura 9. Viga de rigidez EI, descansa sobre apoyos elásticos. Se aplica una carga puntual P de una rueda. El trazo discontinuo indica la deflexión del carril debido a la carga P. Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].	13
Figura 10. Carril modelizado como una viga continua apoyada sobre apoyos discretos. Las almohadillas de asiento y el balasto se modelizan como un conjunto muelle – amortiguador, mientras que las traviesas como masas puntuales muy rígidas. Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].	13
Figura 11. Carril sobre apoyos discretos con masas rígidas modelizando las traviesas. (1) carril, (2) rigidez y amortiguamiento de la almohadilla, (3) traviesas, (4) rigidez y amortiguamiento del balasto, (5) masas rígidas simulando la masa del balasto y de la plataforma y (6) rigidez y amortiguamiento de plataforma. Con este modelo se pueden obtener hasta cuatro modos de resonancia de vía. Fuente: Oscarsson [20].	14
Figura 12. Carril sobre traviesas apoyadas sobre un cuerpo continuo en tres dimensiones. Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].	15
Figura 13. Algunos modelos FEM 3D desarrollados. Fuente: Tesis de Teixeira P.F [25] y de Gallego G. I. [26]	16
Figura 14. Disposición de elementos en vías de ferrocarril.	25
Figura 15. Sección longitudinal del modelo realizado por Mellat en 2012 [28].	26
Figura 16. Influencia de la profundidad del terreno inferior. Fuente: Martinez, 2009 [29].	26
Figura 17. Sección A-A' (indicado en planta, figura 3.6).	27
Figura 18. Planta del tramo de vía en estudio. (Vía de la derecha en color claro indica que no se modelará).	28
Figura 19. Perfil del tramo de vía en estudio	28
Figura 20. Geometría en 3D generada en Catia [15].	29
Figura 21. Mallado del modelo 3D en Abaqus [16].	30
Figura 22. Dimensiones y espesores de losas y hastiales del marco.	32
Figura 23. Dimensiones de las traviesas.	33
Figura 24. Vista en planta de las traviesas en Catia [15].	33
Figura 25. Mallado de las traviesas.	34
Figura 26. Propiedades geométricas del carril UIC60.	35
Figura 27. Modelo completo en 3D en Sap2000 [14]	36
Figura 28. Improntas dinámicas de la envolvente de trenes UNIV-A y del Talgo AV.	37
Figura 29. Definición gráfica del tren dinámico universal – A (distancias en metros).	38
Figura 30. Disposición de las cargas móviles.	39

Figura 31. Convergencia del mallado para los desplazamientos máximos.	42
Figura 32. Convergencia del mallado para las aceleraciones máximas.	44
Figura 33. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 100 modos.	45
Figura 34. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 200 modos.	46
Figura 35. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 300 modos.	46
Figura 36. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 400 modos.	47
Figura 37. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 500 modos.	47
Figura 38. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 600 modos.	48
Figura 39. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 700 modos.	48
Figura 40. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 800 modos.	49
Figura 41. Descensos verticales máximos en la losa superior del marco. Análisis modal empleando 500 modos de vibración.	52
Figura 42. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 230 km/h.	53
Figura 43. Ascensos verticales máximos en la losa superior del marco. Análisis modal empleando 500 modos de vibración.	53
Figura 44. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 390 km/h.	54
Figura 45. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 380 km/h.	55
Figura 46. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A1 a 360 km/h.	55
Figura 47. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito	56
Figura 48. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo I.	58
Figura 49. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo II.	58
Figura 50. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo III.	59
Figura 51. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo IV.	60
Figura 52. Relación luz – Coeficiente de impacto (terreno natural tipo I).	62
Figura 53. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo I).	62
Figura 54. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo I).	63
Figura 55. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo II).	64
Figura 56. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo II).	64
Figura 57. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo II).	65
Figura 58. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo III).	66
Figura 59. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo III).	66
Figura 60. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo III).	67
Figura 61. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo IV).	68
Figura 62. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo IV).	68
Figura 63. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo IV).	69
Figura 64. Coeficiente de impacto en función de la luz y del tipo de terreno.	70
Figura 65. Aceleración en la losa superior del marco en función de la luz y del tipo de terreno.	71

1 INTRODUCCIÓN, METODOLOGÍA Y OBJETIVOS

1.1. Introducción.

1.1.1. Motivación y problemática existente.

Desde la construcción de la primera línea de la TGV francesa en 1981 el ferrocarril de alta velocidad se ha convertido en uno de los temas con mayor interés dentro de la ingeniería europea, teniendo su eco en España, el 21 de abril de 1992, día en el que salió el primer AVE con origen en la estación madrileña de Atocha y destino Sevilla.

De ahí en adelante se han construido en España 2600 Km de líneas de alta velocidad, lo cual supone un cambio en el concepto de largo recorrido, reduciendo de forma notable el tiempo de transporte para viajeros y mercancías con el consiguiente beneficio social que supone.

En el diseño de las infraestructuras ferroviarias se hace necesario en muchas ocasiones la construcción de una estructura de vía en forma de puente, viaducto u obra de paso. Si se trata de trenes de alta velocidad esta situación se intensifica debido a los condicionantes geométricos del trazado, lo cual hace que el estudio exhaustivo de este tipo de obras sea de vital importancia.

Cuando aparecen estas zonas a lo largo de la vía, se generan cambios bruscos de rigidez que se tratan de paliar mediante la introducción de las denominadas cuñas de transición, cuya misión es graduar la deformabilidad longitudinal de la vía. Sin embargo, la experiencia demuestra que, a pesar de ello, es en estos puntos dónde se producen los mayores asientos diferenciales debido a la sobreexcitación de los vehículos ferroviarios (resonancia), esto se traduce en un incremento de los desplazamientos y aceleraciones verticales.

Con la aprobación de la Instrucción española de acciones a considerar en puentes de ferrocarril, IAPF-07 [1] se impusieron restricciones dinámicas muy fuertes a las flechas y aceleraciones verticales generadas en las obras de vía, ya sean puentes, viaductos, marcos prefabricados, bóvedas, etc.



Figura 1. Paso del tren AVE sobre el río Júcar.

Así como una masa colocada instantáneamente sobre un muelle sin amortiguamiento, experimenta una oscilación cuya amplitud es el doble de la deformación estática, lo que supone que las tensiones y las deformaciones en el muelle llegan a duplicar las correspondientes estáticas, la rápida entrada en carga debida a la velocidad del vehículo asociada a los efectos de inercia de la estructura puede aumentar considerablemente las tensiones y deformaciones. Esto puede traer consigo numerosas consecuencias negativas para la infraestructura.

Con el objetivo de predecir estas tensiones y deformaciones, con el paso del tiempo se ha ido aumentando la capacidad computacional de cálculo, haciendo posible la realización de modelos de elementos finitos capaces de simular el comportamiento de dichas infraestructuras, así como las interacciones de los diferentes elementos que la componen. Estos modelos se basan en idealizar un conjunto de elementos, dotándolos de unas características físicas y mecánicas diferentes y sujetos a su vez a unas determinadas cargas y condiciones de contorno. Dependiendo del tipo de análisis, las cargas, su forma de aplicación y el método de cálculo, la implementación de los modelos será diferente.

1.1.2. Resonancia.

Con el paso de sucesivas cargas equidistantes a una velocidad constante se puede amplificar de forma excesiva la respuesta de la estructura y producirse la resonancia. Este efecto se produce cuando la frecuencia de excitación de las cargas o algún múltiplo, coincide con alguna frecuencia natural, o lo que es lo mismo, la longitud característica D_k de separación de los ejes coincide con un múltiplo entero de la longitud de onda de la excitación, definida como $\lambda = v / f_0$ (siendo v la velocidad y f_0 la frecuencia de vibración de la estructura).

$$\lambda = \frac{D_k}{i}, i = 1, 2, 3, 4 \dots \rightarrow \text{Resonancia}$$

Es este fenómeno resonante uno de los motivos principales que ha obligado a actualizar las instrucciones y normas de diseño, obligando a realizar en los casos que así lo requieran, cálculos dinámicos. Entre estas nuevas instrucciones cabe citar la italiana [3], el Eurocódigo 1 [2] y la Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril (IAPF) [1].

1.1.3. Licuefacción del balasto.

El paso de los trenes da lugar a unos esfuerzos en la capa de balasto que hace que sus partículas se aceleren y vibren, siendo este efecto mucho mayor si el tren que pasa por encima es de alta velocidad afectando directamente a la capacidad de reacción que tiene el balasto ante los esfuerzos transmitidos por la traviesa. Un exceso de aceleración en el balasto puede dar lugar a la pérdida de rozamiento entre sus partículas (se convierte en una especie de fluido viscoso) lo que provocaría pérdida de contacto entre caras de traviesa, pérdida de rigidez vertical y resistencia lateral.

Este rápido deterioro de la estabilidad del lecho de balasto puede provocar el movimiento del carril y por tanto de la vía, perdiendo alineación y calidad geométrica en general.

El comportamiento del balasto bajo vibraciones depende de la velocidad y la aceleración que llegan a tener sus partículas. Morgan y Markland (1981) demostraron que una cierta vibración aplicada al material granular puede incrementar su resistencia portante y nivel de compactación en una vía. Karrech (2008) realizó unos experimentos cuyos resultados estarían en concordancia con este hecho, ya que tal y como se indicaba, gracias a la aplicación de una carga cíclica a frecuencias no muy altas, las partículas de balasto se mueven y recolocan, provocando un asiento inicial, pero que consolidan el material granular de forma que se evitan asientos posteriores. De forma sencilla se podría explicar que este empaquetamiento es muy parecido a la precarga que se realizaría para mejorar la capacidad portante en un suelo blando.

Sin embargo, a pesar de los hallazgos anteriores, el comportamiento depende de las condiciones y características de la carga aplicada. Es cierto, como se ha comentado anteriormente, que, en casos de carga reducida a frecuencias bajas durante un periodo de tiempo pequeño, se obtiene un efecto positivo, pero esto no siempre es así, también pueden surgir problemas graves. Estos aparecen a partir de aceleraciones del orden de 0.7 - 0.8g (según diferentes autores), el material granular se descompacta, pierde fricción en los contactos de los granos, se forman huecos de mayor tamaño y el balasto comienza a comportarse como si fuera un fluido

incrementándose los desplazamientos verticales y disminuyéndose mucho la resistencia lateral de la vía. Finalmente, lo que ocurre es una pérdida de capacidad portante y resistente de la vía, un hecho bastante grave.

El nivel crítico donde se produciría la licuefacción total del balasto se produce al llegar a 1.4 - 1.6g. En relación con lo anterior se constató mediante unos ensayos realizados por los Ferrocarriles Franceses que la aceleración máxima en el interior de la capa de balasto es mayor que la aceleración aplicada en la superficie de la capa ensayada, con una diferencia de aproximadamente el 15%. Esto explica porqué diversos autores hablan de la inestabilidad del balasto al llegar a 0.8g ya que se deduce que ese valor de aceleración no se toma en el interior de la capa de balasto, sino en la superficie del mismo, por ejemplo, en la cara inferior de la traviesa. Establecer el límite ahí de 0.8g significaría un valor límite en el interior del balasto próximo a 1g, quedando un coeficiente de seguridad de proximadamente 1.5.

1.2. Objetivos.

El desarrollo computacional de los últimos tiempos ha permitido realizar cálculos dinámicos más precisos de las estructuras de vías de alta velocidad, tratando de predecir el comportamiento de la forma más exacta posible y con ello afrontar el diseño con las mejores garantías y así poder cumplir con las necesidades económicas, estéticas y de confort en los pasajeros.

El presente trabajo se centrará en el estudio de la influencia de la luz en el comportamiento dinámico de marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad, teniendo en cuenta diferentes tipos de terreno natural (base del terraplén) y usando el esquema de cargas para interoperabilidad HSLM (High Speed Load Model), propuesta novedosa que puede usarse como envolvente dinámica de los trenes reales [4]. Será un tramo provisto de dos vías, una para cada sentido, de las cuales se modelará y someterá al paso de los trenes una de ellas. Se pretende modelizar un tramo de vía como el que se muestra en la imagen inferior. La longitud de vía modelizada será de 25 metros para luces del marco de 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 metros; y de 35 metros para luces de 12, 15 y 20 metros.

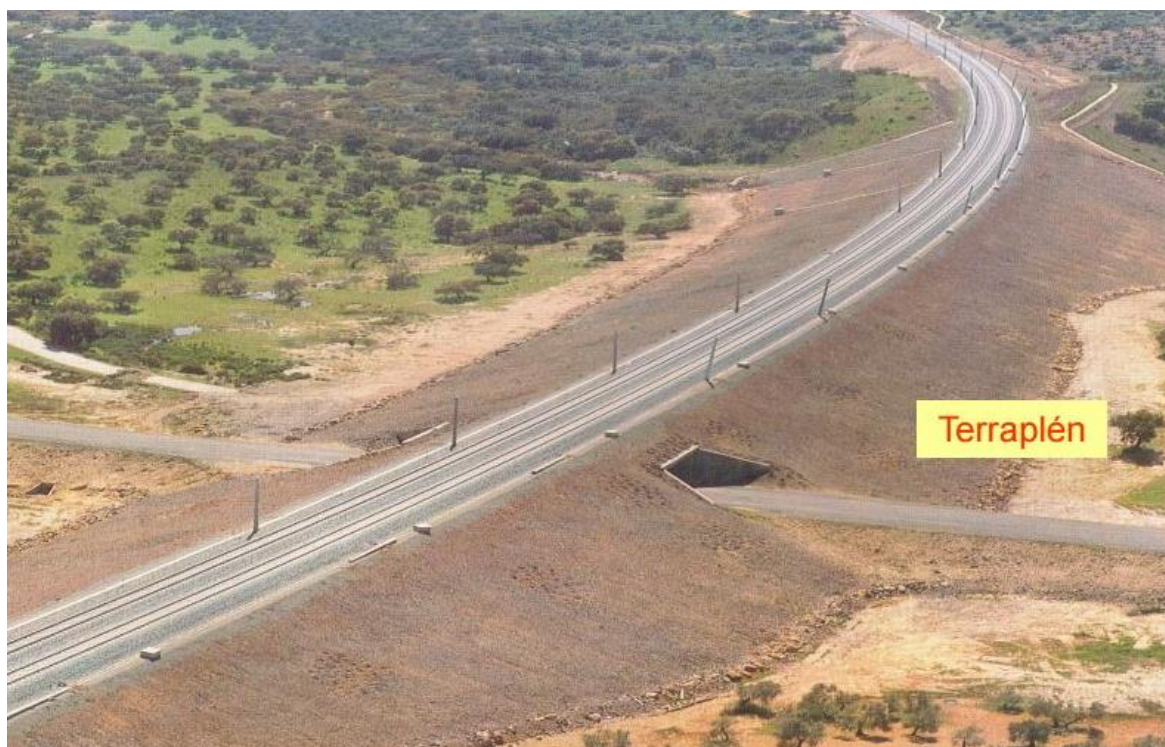


Figura 2. P.K. 315.9 línea de AVE Madrid-Sevilla vista hacia el sur.

El marco es una estructura de hormigón armado que, mediante su disposición en forma de galería, consigue resolver pasos para animales, pasos inferiores peatonales, canalizaciones hidráulicas, colectores de drenaje, galerías de servicios (electricidad, agua, gas, telecomunicaciones, etc.), pasos para pequeños vehículos bajo calzadas, vías de ferrocarril y aeropuertos.

Son elementos de hormigonado “in situ” de sección rectangular hueca acartelada, en forma de “cajón” y de longitud variable. Están formados por losas en dintel y en solera empotradas en paredes laterales. La unión entre módulos es machihembrada, con unión elástica o rígida en función de los materiales de relleno y sellado a emplear.



Figura 3. Marco para paso inferior de ferrocarril Casariche-Badolatosa.



Figura 4. Marco pasa paso inferior de ferrocarril en Zamora.

Para modelizar la infraestructura descrita se realizará un modelo de elementos finitos en 3D mediante el software SAP2000 [14], con la ayuda de Catia [15] (geometría 3D) y Abaqus [16] (mallado). Se estudiará su comportamiento dinámico debido al paso de los trenes envolventes correspondientes de alta velocidad, establecidos por la normativa IAPF-07 [1] (10 trenes HSLM-A).

El objetivo fundamental es obtener, en determinados puntos, los desplazamientos y aceleraciones máximas en función de la luz del marco (3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15 y 20 metros) y de la calidad del terreno natural inferior.

Se estudiarán cuatro tipos de terreno natural de rigidez diferente, cada uno de ellos perteneciente a uno de los tipos definidos según la norma NCSE-02 [13] en función de la velocidad de propagación de las ondas. Suponiendo una velocidad de onda (una dentro de cada intervalo que define un tipo de terreno), una densidad aparente de 18 kN/m^3 y un módulo de poisson de 0.35, se obtiene el módulo de elasticidad de la siguiente manera:

Sabiendo la relación entre la velocidad de propagación de las ondas y el módulo de rigidez transversal se obtiene que:

$$G = \rho \cdot (V_p)^2 \quad (1.1)$$

Y usando la relación existente entre el módulo de Young y el módulo de rigidez transversal, se consigue el valor de rigidez del terreno en función de la velocidad de propagación de las ondas en el mismo.

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (1.2)$$

De esta manera se consiguen las rigideces del terreno natural que se usarán en los cálculos, los cuales serán:

Terreno	Vs (m/s)	ρ (Kg/m3)	ν	G (N/m2)	E (Mpa)
Tipo I	750	2038,735984	0,35	1146788991	3096
Tipo II	400	2038,735984	0,35	326197757	881
Tipo III	200	2038,735984	0,35	81549439,4	220
Tipo IV	100	2038,735984	0,35	20387359,8	55

Tabla 1. Valores de rigideces del terreno natural.

Los resultados que se buscan son los desplazamientos máximos y aceleraciones máximas del punto más desfavorable de la losa superior del marco (punto 1) y las aceleraciones máximas generadas en la superficie superior del balasto (punto 2).

La localización de estos dos puntos con exactitud será:

- Punto 1: nodo situado en la media luz de la losa superior del marco en el punto medio o más cercano al punto medio entre los dos carriles de la vía cargada.
- Punto 2: nodo situado en la superficie superior de la capa de balasto bajo traviesa, en la media luz del marco, entre los dos carriles de la vía cargada.

Con los máximos desplazamientos de la losa superior del marco se obtendrá el coeficiente de impacto para cada luz y tipo de terreno comparándolo con el desplazamiento para carga estática (Tren HSLM-A1 a 20 km/h), según la expresión B.1 de IAPF-07 [1]. Esto se detalla en el capítulo 2 con detalle.

Finalmente se evaluará para cada tipo de terreno natural la influencia que tiene la variación de la luz del marco en los siguientes aspectos:

- 1) Variación del coeficiente de impacto del marco prefabricado.

- 2) Variación de la aceleración vertical máxima del punto más desfavorable de la losa superior del marco (punto 1).
- 3) Variación de la aceleración vertical máxima de la capa de balasto.
Se tomará el valor de aceleración en la superficie superior del balasto (punto 2)

1.3. Metodología.

En primer lugar, se ha generado un modelo 3D de elementos finitos en Sap2000 [14] siguiendo los siguientes pasos:

- 1) Se ha generado una geometría en Catia [15] correspondiente a un tramo de vía compuesto por una base de 5 metros de profundidad de terreno natural, un terraplén de pendiente 2:1 sobre el que descansa una cama de 0.5 metros de balasto con pendiente 3:2. El ancho del modelo viene determinado por una geometría predefinida para el paso de 2 líneas de ferrocarril, una para cada sentido con ancho internacional de 1,435 m.

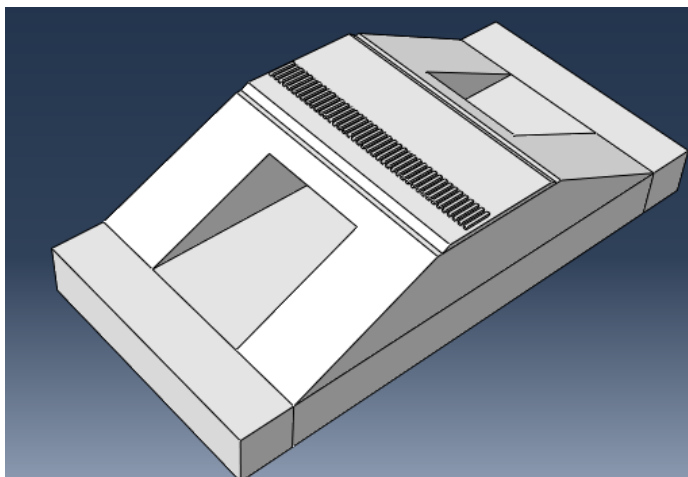


Figura 5. Geometría en Catia [15].

- 2) Exportando la geometría anterior a Abaqus [16] se ha mallado el modelo con tetraedros dividiéndolo en 4 celdas cada una de ellas compondrán las traviesas, el balasto, la cuña de transición y el terreno natural.

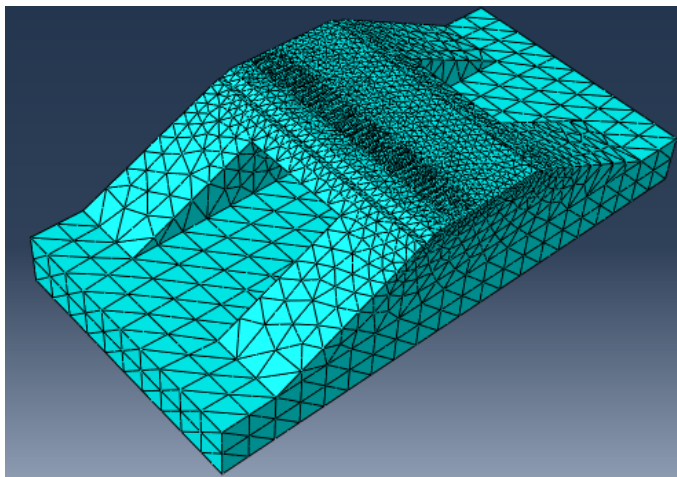


Figura 6. Malla de elementos finitos en Abaqus [16].

- 3) Una vez realizado esto se ha obtenido el archivo .inp generado por Abaqus [16] que contiene las coordenadas de los nodos generados y mediante una aplicación de Visual Basic, se ha generado un modelo en Sap2000 [14] al cual posteriormente se le ha añadido el carril (beam) y las losas y hastiales del marco (Shell).

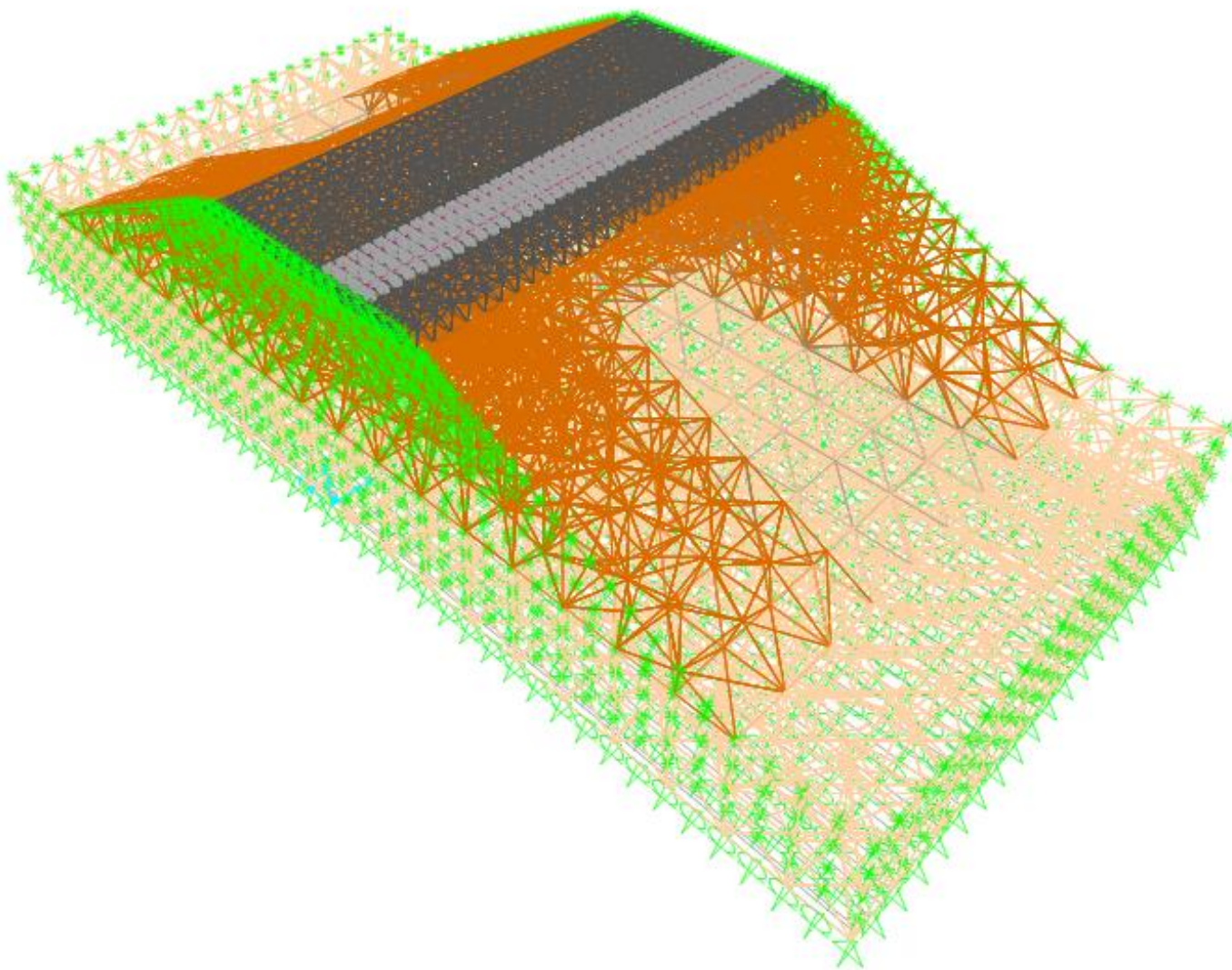


Figura 7. Modelo 3D en Sap2000 [14]

Una vez realizado el modelo se han introducido las cargas móviles mediante una aplicación de Visual Basic a partir de casos simples de cargas previamente colocados en los nodos del carril situados sobre la mitad del ancho de cada traviesa.

Finalmente se ha abordado la solución del modelo buscando una estrategia de cálculo cuyo método resolutorio del problema dinámico no conlleve un gasto computacional inviable.

Se usará por tanto el cálculo por integración modal a modo cualitativo para averiguar cuál es el tren más desfavorable para cada caso de luz del marco y terreno natural, este será el tren que genere una gráfica desplazamientos – tiempo semejante a la que se muestra en la siguiente figura.

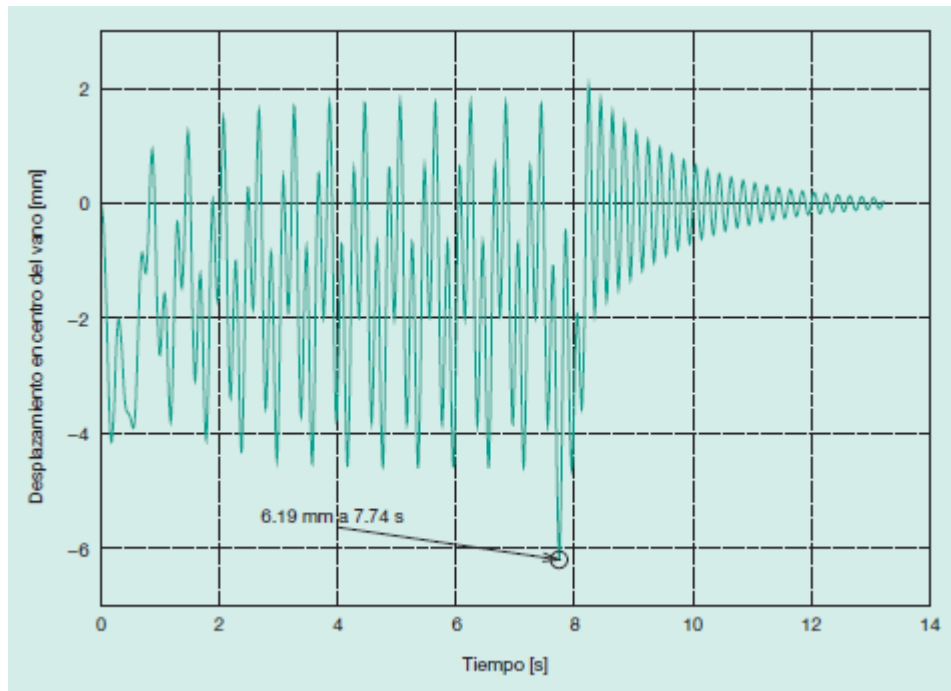


Figura 8. Gráfica B.9 IAPF-07 [1].

La manera de averiguar los trenes resonantes de cada modelo será viendo cuales son aquellos que provoquen los máximos desplazamientos verticales positivos. Escogiendo el que genere la gráfica con mayor amplitud de entre los anteriores, se obtiene el tren más desfavorable, es decir, el tren cuya resonancia en la estructura tiene mayor amplitud.

Posteriormente se abordará el cálculo por integración directa de cada modelo sometido únicamente a las solicitaciones del tren más desfavorable. De esta forma se consigue reducir la envergadura del problema, reduciendo el número de casos de carga de 410 a 1, lo cual permite obtener resultados coherentes sin un gasto computacional excesivo.

2. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

Existen numerosos métodos de resolución de los problemas dinámicos con cargas móviles abalados por diferentes normativas. En el presente capítulo se van a detallar los diferentes métodos que han sido adoptados para resolver los modelos, así como las normativas a los que hacen referencia los mismos.

2.1. Marco normativo de referencia para marcos bajo terraplén.

Tomando como base las normativas IAPF-07 [1] a nivel estatal y Eurocódigo 1 [2] a nivel europeo, estas establecen un método simplificado para el estudio dinámico de marcos bajo terraplén basado en sustituir el cálculo dinámico por un cálculo estático afectado por su correspondiente coeficiente de impacto envolvente.

Este coeficiente de impacto Φ calculado por este método simplificado representa una envolvente de las solicitaciones que se han obtenido en numeras estructuras reales, lo cual hace que su aplicación quede limitada a una serie de restricciones.

Entre estas restricciones una de ellas es la velocidad de circulación, que queda limitada a 220 km/h, lo cual hace inviable su aplicación en el caso en estudio, ya que se considera una velocidad de proyecto de 350 km/h superior al límite establecido y por tanto existe la posibilidad de que se produzcan fenómenos resonantes.

A consecuencia de lo anterior y en consonancia con lo que dicta la normativa, se debe realizar un cálculo dinámico, en el cual se simule el paso de los trenes más desfavorables a las distintas velocidades de paso previsibles, desde la mínima 20 km/h (cuasiestática, se tomará como valor estático de referencia), hasta la máxima $V_{\max} = 1.2 \cdot V_{\text{proyecto}}$. En este caso particular la V_{proyecto} será de 350 km/h, como se comentó con anterioridad y el incremento de velocidades de 10 km/h.

Al ser una línea interoperable de alta velocidad, se utilizarán los trenes dinámicos universales A definidos en el apartado C.1 de IAPF-07 [1], basados en el modelo HSLM (High Speed Load Model), definido en la norma UNE-EN 1991-2 [3]. Estos garantizan resultados envolventes de los efectos dinámicos producidos por los trenes clásicos, articulados y regulares de alta velocidad, tanto actuales, como futuros en Europa.

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS	LONGITUD DEL COCHE	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE	CARGA NOMINAL POR EJE
	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Tabla 2. Definición del tren dinámico universal-A.

(la posición de las cargas de la locomotora es igual para todos los casos)

Cualquiera que sea el método de evaluación de los efectos dinámicos, se determinarán los valores de flechas y aceleraciones máximas producidas sobre vía en el rango de velocidades entre 20 km/h y V_{\max} . A partir de estos resultados se hallará el coeficiente de impacto adoptado tanto por la IAPF-07 [1] como por el Eurocódigo 1 [2].

En un principio el coeficiente de impacto está definido como una razón de solicitaciones, aunque se puede considerar que existe una relación lineal entre los desplazamientos y las solicitaciones de la infraestructura:

$$\frac{\delta_{\text{din,real}}}{\delta_{\text{din,tipo}}} = \frac{S_{\text{din,real}}}{S_{\text{est,tipo}}}$$

Donde:

$\delta_{\text{est,tipo}}$, $S_{\text{est,tipo}}$: Son la flecha máxima y la solicitación estática máxima correspondiente al tren UIC71.

$\delta_{\text{din,real}}$, $S_{\text{din,real}}$: Son la flecha máxima y la solicitación dinámica máxima para el tren de cargas real en el rango de velocidades de circulación definido con anterioridad.

Con estos parámetros se podrá obtener el coeficiente de impacto de la siguiente manera:

$$\Phi = \frac{\max S_{\text{din,real}}}{S_{\text{est,tipo}}}$$

Cabe señalar que para el $S_{\text{est,tipo}}$ se usarán los resultados de los trenes más desfavorables (resonantes) circulando a 20 km/h, carga cuasiestática. No se obtendrá el coeficiente de impacto tal y como viene indicado en la normativa correspondiente, ya que tampoco se aplicarán los coeficientes de irregularidad de la vía.

Lo que interesa en este trabajo, es observar la variación de la amplificación dinámica máxima para diferentes luces interiores del marco y rigideces de la plataforma, entiendo esta amplificación dinámica como la relación entre el desplazamiento máximo generado en el tablero del marco del tren más desfavorable circulando a la velocidad más desfavorable y el desplazamiento máximo generado en el mismo punto por ese mismo tren circulando a 20 Km/h. De aquí en adelante a este coeficiente que cuantifica la amplificación dinámica máxima, se le llamará “coeficiente de impacto”.

2.2. Modelos matemáticos de la infraestructura.

En este apartado se pretende dar una breve explicación de los diferentes modelos que se usan actualmente para simular el comportamiento de la infraestructura ferroviaria. Los modelos se van a ir mencionando en orden de menor a mayor complejidad, siendo el último en tres dimensiones el usado en este trabajo.

1. Viga (carril) sobre apoyo elástico continuo.
2. Viga (carril) sobre apoyos discretos.
3. Viga (carril) sobre apoyos discretos incluyendo la modelización del balasto.
4. Vigas (carriles) sobre traviesas apoyadas sobre un continuo, en dos y tres dimensiones.

2.2.1. Viga (carril) sobre apoyo elástico continuo (modelo Winkler).

Este es el modelo más sencillo. Consiste básicamente en una viga (carril) que descansa sobre unos apoyos elásticos (muelles) continuos. La rigidez de dichos muelles es lineal y proporcional a la deflexión del carril. Fue Winkler quién introdujo este modelo en el año 1867 [17] y actualmente es un método que se sigue usando para obtener de manera rápida y sencilla la deflexión de la vía. Únicamente se necesitan unos pocos parámetros.

Solamente es válido par análisis estáticos ya que no es posible realizar análisis dinámicos al no estar introducida la masa de las traviesas (modelizadas como apoyos discretos mediante muelles).

Mediante el análisis estático uno de los aspectos que se podría observar sería el levantamiento del carril, en las zonas anteriores y posteriores al punto de aplicación de la carga.

Con respecto al resto de elementos que componen la vía, también se pueden introducir modelizando el apoyo continuo mediante diferentes capas cada una de ellas con una rigidez y un amortiguamiento correspondiente al

elemento que se está modelizando, almohadillas, traviesas, balasto, etc.

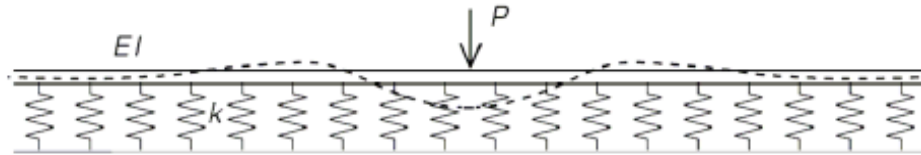


Figura 9. Viga de rigidez EI , descansa sobre apoyos elásticos. Se aplica una carga puntual P de una rueda. El trazo discontinuo indica la deflexión del carril debido a la carga P . Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].

2.2.2. Viga (carril) sobre apoyos discretos.

En el modelo sobre apoyo continuo modelizado mediante muelles no es posible obtener la frecuencia de vano entre traviesas (800 – 1000 Hz), en la cual el carril vibra sobre nodos situados en las traviesas. Para conseguir modelizar esto se optó por modelizar el carril como una viga continua apoyada sobre una serie de apoyos discretos. Estos apoyos discretos pueden ser:

- Conjuntos de muelle y amortiguador.
- Sistemas de muelle – masa - muelle. Esto se usa para modelizar así las almohadillas de apoyo del carril, las traviesas y la capa de balasto por separado. Lo que se comentó antes de realizar varias capas, pero en este caso con apoyos discretos.

El modelo más ampliamente usado es aquel que incluye conjuntos de muelle – amortiguador en paralelo que simulan el comportamiento de la almohadilla y de la capa de balasto, intercalando entre ellos una masa puntual muy rígida que modeliza la traviesa.

Es un modelo que necesita relativamente poca potencia computacional y mediante el cual se pueden llegar a capturar hasta 3 frecuencias de resonancia de una vía convencional.

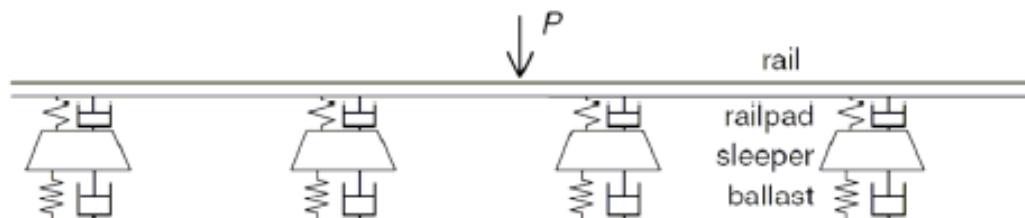


Figura 10. Carril modelizado como una viga continua apoyada sobre apoyos discretos. Las almohadillas de asiento y el balasto se modelizan como un conjunto muelle – amortiguador, mientras que las traviesas como masas puntuales muy rígidas. Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].

Si en vez de colocar una masa puntual para simular la traviesa, colocamos una viga elástica sobre el apoyo elástico perpendicular al plano del carril, convertiríamos este mismo modelo en un modelo de tres dimensiones.

2.2.3. Viga (carril) sobre apoyos discretos incluyendo la modelización del balasto.

Los modelos anteriores tienen una carencia y es que usándolos no se puede obtener un modo de resonancia a bajas frecuencias (20-40 Hz) debido a que no tienen en cuenta la masa del balasto ni de la plataforma.

Para solucionar este problema Oscarsson [19], cogió el modelo anterior de viga sobre apoyos discretos y le incorporó más masas. El valor de estas masas y la rigidez de los apoyos se debe ajustar experimentalmente a través de datos de frecuencias de resonancia en torno a 20-40 Hz.

A este modelo se lo conoce con el nombre de DIFF (Dynamic Interaction between Train and Track)

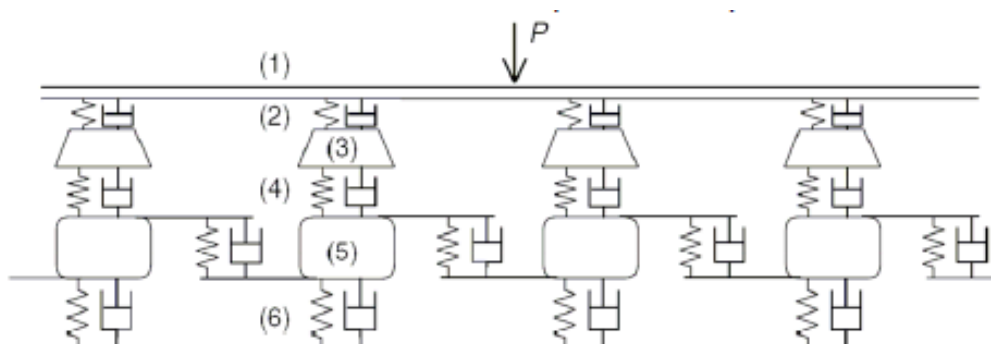


Figura 11. Carril sobre apoyos discretos con mass rígidas modelizando las traviesas. (1) carril, (2) rigidez y amortiguamiento de la almohadilla, (3) traviesas, (4) rigidez y amortiguamiento del balasto, (5) masas rígidas simulando la masa del balasto y de la plataforma y (6) rigidez y amortiguamiento de plataforma. Con este modelo se pueden obtener hasta cuatro modos de resonancia de vía. Fuente: Oscarsson [20].

Los parámetros que son necesarios predefinir son:

- Rigideces de almohadillas, balasto y plataforma.
- Amortiguamientos de almohadillas, balasto y plataforma,
- Masas de traviesas, balasto y plataforma.

Sin embargo, hay ciertos parámetros fijos y otros aleatorios, estos últimos son:

- Rigidez de la sujeción.
- Rigidez del balasto.
- Masa dinámica del conjunto balasto-capas de asiento.
- Separación entre traviesas.

En la figura 2.4 se observa que hay una conexión entre las diferentes masas de balasto y plataforma, esto se hace para conseguir modelizar la influencia de una traviesa respecto las contiguas. La compatibilidad de deformaciones provoca que la deflexión de un punto en una traviesa influya en la deflexión de las traviesas adyacentes. Esta es otra carencia de los modelos de viga sobre apoyo continuo o discreto.

El principal problema de este modelo es saber cuánta masa de balasto y de plataforma hay que incluir para acercarse al comportamiento dinámico real. Lo que se hace para averiguarlo es calibrar este modelo con otro más avanzado (3D) que incluya todas las masas, o al menos un porcentaje considerable de las masas que participan en el comportamiento inercial de la vía.

2.2.4. Viga (carriles) sobre traviesas apoyadas sobre un continuo. Modelos de elementos finitos en dos y tres dimensiones.

Esta manera de modelizar la infraestructura ferroviaria es sin duda la más real, pero a la vez, es la que necesita de mayor potencia computacional. El carril y las traviesas se modelizan como vigas y elementos sólidos respectivamente. La parrilla de vía (carril sobre traviesas) se forma haciendo compartir los nodos de las traviesas con los del carril cada vez que estos se cruzan. Dicha parrilla descansa sobre un cuerpo continuo tridimensional simulando las capas de asiento y terraplén.

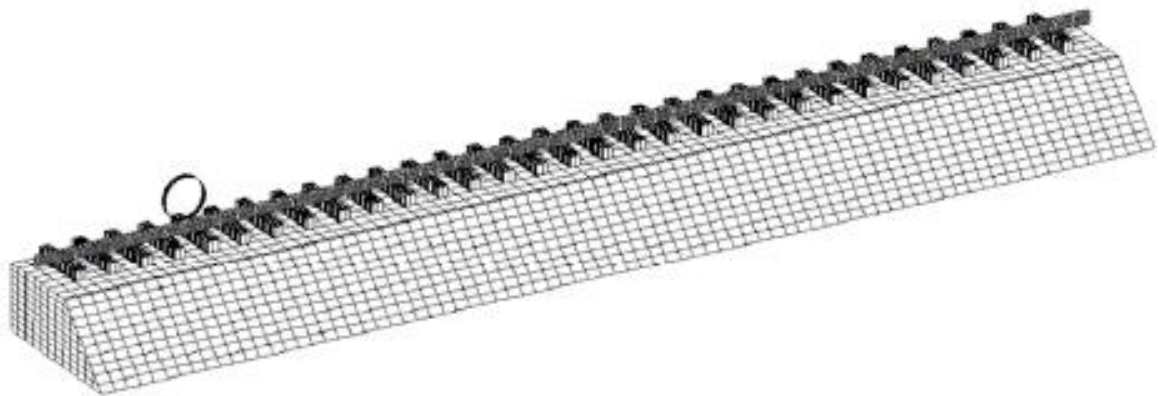


Figura 12. Carril sobre traviesas apoyadas sobre un cuerpo continuo en tres dimensiones. Fuente: Handbook of Railway vehicle dynamics [18].

La principal ventaja respecto a los modelos anteriores es, que permiten establecer el estado tensional y las deformaciones de los diferentes componentes y capas de material. Además, el hecho de que sea en tres dimensiones permite cubrir casos en los que el comportamiento de la infraestructura de vía no sea simétrico debido a la zona de aplicación de las cargas.

Esto último es la principal razón por la que se ha optado para este trabajo por hacer un modelo en tres dimensiones, ya que el cálculo dinámico según indica la normativa correspondiente (IAPF-07 y Eurocódigo-1) debe realizarse para el caso de una vía de doble sentido, aplicando la carga únicamente en una de las vías, lo cual hace que el comportamiento resistente no sea simétrico.

Historicamente el método de los elementos finitos fue utilizado por autores como Robnett et al. (1976), López Pita (1976) [20], Raymond y Turcke (1979), Sauvage y Larible (1982) [21], Profillidis (1983) [22], Sahu et al. (1999) [23] Mira et al. (2000) [24], entre otros. En otros muchos destacan los estudios que en la década de los 80 realizara con el programa ROSALIE Profillidis en L'Ecole National Des Ponts et Chaussées, ya que los resultados que se obtuvieron fueron incorporados por el Comité D-117 de la ORE en la ficha UIC 719R (1994), donde se recogen los ábacos de dimensionamiento de las estructuras de apoyo de vía.

En la siguiente figura se pueden observar algunos de los trabajos más relevantes de elementos finitos en el ámbito ferroviario.

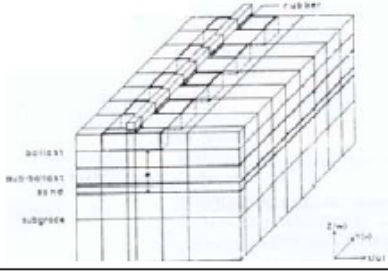
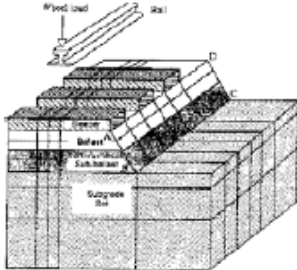
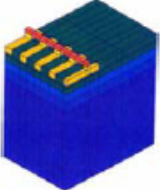
Profillidis (1983-1987) -ORE-	<p>Modelo elastoplástico tridimensional (MEF) del sistema mecánico superestructura-capas de asiento-plataforma</p> 	<p>Sólo el 40% de la carga es soportada por la traviesa subyacente.</p> <p>Flexibilidad de la traviesa depende esencialmente de su naturaleza y de la calidad de la plataforma (influencia del diseño de capas de asiento es secundaria)</p> <p>Validación de la ley de comportamiento elasto-plástica con criterio de rotura Drucker-Prager.</p>
Sahu et al. (1999)	<p>Modelo elástico lineal tridimensional (MEF) de la estructura de vía.</p> 	<p>Influencia del espesor de subbalasto en el módulo de vía puede ser relevante (hasta un 25%)</p> <p>Efecto del módulo de elasticidad del balasto y del subbalasto es muy reducido (despreciable frente al efecto del módulo de la plataforma)</p>
Ministerio de Fomento (1999)	<p>Modelo elastoplástico tridimensional de la estructura de vía.</p> 	<p>Establece una serie de recomendaciones muy útiles para el proyectista, fundamentadas algunas en el análisis de sensibilidad que realiza.</p> <p>Valida el modelo aplicándolo a los casos considerados por los abacos de la ORE.</p>

Figura 13. Algunos modelos FEM 3D desarrollados. Fuente: Tesis de Teixeira P.F [25] y de Gallego G. I. [26]

2.3. Solución el problema dinámico de cargas móviles.

2.3.1. Trabajos y publicaciones sobre soluciones al problema de cargas móviles.

El problema dinámico del paso de cargas móviles tiene un alto interés en el ámbito ingenieril en el campo del diseño de puentes de ferrocarril o infraestructuras de vía (tubos, marcos, etc). Lo que se hace para simular el caso real, es una idealización del vehículo como un conjunto de cargas concentradas que se van desplazando sobre una línea a velocidad constante.

Para una carga general sobre una estructura genérica, la técnica acude a métodos de integración paso a paso, “Step-by-Step”, (véanse en el libro de Clogh y Penzien [5]), y en particular, como método más difundido, el método de integración Newmark-Beta [6]. En cuanto a la modelización en el dominio del espacio mediante elementos finitos destacamos, entre otros, los trabajos de Calçada *et al* [7], Kim *et al.* [8], Kwark *et al.* [9] y Karoumi [10] en su aplicación a puentes colgantes y atirantados.

El problema de esta metodología de integración directa es que, al fin y al cabo, se trata de una aproximación en el dominio del tiempo mediante el parámetro del paso temporal, de modo que para obtener soluciones suficientemente aproximadas dada la baja tasa de amortiguamiento impuesta por la Instrucción [1], se necesitan pasos de tiempo muy pequeños con el gasto numérico que eso conlleva.

2.3.2. Integración directa en el tiempo.

La aproximación más genérica para la solución de la respuesta dinámica en estructuras es la integración directa de la ecuación básica de equilibrio dinámico.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (2.1)$$

Como la ecuación se debe cumplir para todo tiempo t , también será válida para $t + \Delta t$

$$[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}\} \quad (2.2)$$

Donde M es la matriz de masa, C es la matriz de amortiguamiento, $[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura, $\{F\}$ es el vector de fuerzas externas, y $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$ son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos modales, respectivamente. El hecho de que las matrices $[M]$, $[C]$ y $[K]$ no tengan subíndices de tiempo quiere decir que estas son constantes a lo largo del mismo, no depende de $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$ ó $\{U\}$ y se tratará el problema como lineal. Si se quisiera abordar la no linealidad del material, la matriz dependería del vector desplazamiento en cada instante de tiempo.

Las matrices $[M]$ y $[K]$ son relativamente sencillas de conseguir, pero no ocurre lo mismo con el amortiguamiento, $[C]$.

Si se obviara el amortiguamiento ($C=0$) la energía se conservaría y no habría disipación de la misma de manera que la suma de la energía cinética y de la energía de deformación sería constante en todo el tiempo. De forma que obtendríamos una integral primera de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico, a través de la cual encontrar la solución.

$$2E = \{\dot{U}_t^T\}[M]\{\dot{U}_t\} + \{U_t^T\}[K]\{U_t\} = \{\dot{U}_{t+\Delta t}^T\}[M]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + \{U_{t+\Delta t}^T\}[K]\{U_{t+\Delta t}\} \quad (2.3)$$

Sin embargo, el análisis anterior sin considerar la pérdida de energía debido al amortiguamiento puede resultar no eficiente en el campo de las estructuras, ya que los propios materiales disipan una gran cantidad de energía gracias a su propio amortiguamiento. A raíz de eso se han ido desarrollando algunos métodos con el objetivo de introducir este amortiguamiento. Será un amortiguamiento artificial, debido a la dificultad para encontrar su valor exacto.

Una manera de hacer esto es usando el método de Rayleigh, expresando la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez (esto es lo que se hará en este trabajo, tanto en el método de Newmark como para la integración mediante modos de vibración).

$$[C] = \alpha[K] + \beta[M] \quad (2.4)$$

Como se pretende que los coeficientes sean prácticamente uniformes, ajustamos su valor para las frecuencias correspondientes al primer y último modo obtenido con el análisis modal, es decir ajustamos su valor para los modos 1 y 500 de forma que los valores de α y β considerados, partiendo de valores de ξ_α y ξ_β propuestos en la bibliografía, ambos de valor 0.02, serán:

$$\alpha = 2\varepsilon_\alpha \frac{\omega_1 \omega_{500}}{\omega_1 + \omega_{500}} \quad (2.5)$$

$$\beta = 2\varepsilon_\beta \frac{1}{\omega_1 + \omega_{500}} \quad (2.6)$$

Para obtener la solución del sistema de ecuaciones (2.1) se han desarrollado diversas técnicas numéricas, las cuales se pueden clasificar como Explícitas, Implícitas o Mixtas.

Métodos explícitos

- No necesitan información en el paso de tiempo $t + \Delta t$ para predecir la respuesta en el tiempo $t + \Delta t$, es decir:

$$\{U_{t+\Delta t}\} = f(\{U_t\}, \{\dot{U}_t\}, \{\ddot{U}_t\}, \{\dot{U}_{t-\Delta t}\}, \dots) \quad (2.7)$$

- Son condicionalmente estables, lo cual indica que el tamaño del incremento de tiempo (Δt) tiene que ser menor que un valor crítico. En caso contrario la solución diverge.

Métodos implícitos

- Necesitan información en el paso del tiempo $t + \Delta t$ para predecir la respuesta en el tiempo $t + \Delta t$, es decir:

$$\{U_{t+\Delta t}\} = f(\{U_t\}, \{\dot{U}_{t+\Delta t}\}, \{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}, \dots) \quad (2.8)$$

- Es posible utilizar pasos de tiempo mayores que los utilizados en los métodos explícitos.
- Pueden ser incondicionalmente estables o condicionalmente estables.

2.3.2.1. Método de Newmark.

Newmark en 1959 presentó una familia de métodos de integración para la solución de problemas estructurales dinámicos. La descripción que sigue puede encontrarse en los manuales de teoría de Ansys [11] y en el libro de Klaus-Jürgen Bathe de la referencia [12].

Para ilustrar el método se parte de la ecuación de equilibrio dinámica:

$$[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}\} \quad (2.9)$$

Aplicando la serie de Taylor para aproximar las funciones U, \dot{U} ;

$$\{U_{t+\Delta t}\} = \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2!}\{\ddot{U}_t\} + \frac{\Delta t^3}{3!}\{\ddot{\ddot{U}}_t\} + \dots \quad (2.10)$$

$$\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{U}_t\} + \Delta t\{\ddot{U}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2!}\{\ddot{\ddot{U}}_t\} + \dots \quad (2.11)$$

Newmark truncó las expresiones anteriores como:

$$\{U_{t+\Delta t}\} = \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2}\{\ddot{U}_t\} + \beta\Delta t^3\{\ddot{\ddot{U}}_t\} \quad (2.12)$$

$$\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{U}_t\} + \Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t^2\{\ddot{\ddot{U}}_t\} \quad (2.13)$$

Asumiendo que la aceleración varía linealmente dentro del intervalo $[t, t+\Delta t]$, podemos aplicar diferencia finita para aproximar \ddot{U}_t :

$$\{\ddot{U}_t\} = \frac{\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} - \{\ddot{U}_t\}}{\Delta t} \quad (2.14)$$

Reemplazando (2.10) en las expresiones (2.8) y (2.9), obtenemos que:

$$\begin{aligned}\{U_{t+\Delta t}\} &\approx \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2}\{\ddot{U}_t\} + \beta\Delta t^3\left(\frac{\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}-\{\ddot{U}_t\}}{\Delta t}\right) \\ &\approx \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2}\{\ddot{U}_t\} + \beta\Delta t^2\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} - \beta\Delta t^2\{\ddot{U}_t\}\end{aligned}\quad (2.15)$$

$$\begin{aligned}&\approx \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\{\ddot{U}_t\} + \beta\Delta t^2\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} \\ \{\dot{U}_{t+\Delta t}\} &\approx \{\dot{U}_t\} + \Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t^2\left(\frac{\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}-\{\ddot{U}_t\}}{\Delta t}\right) \\ &\approx \{\dot{U}_t\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}\end{aligned}\quad (2.16)$$

Resumiendo, así son las aproximaciones del campo de desplazamiento y de velocidad del método de Newmark:

$$\begin{aligned}[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} &= \{F_{t+\Delta t}\} \\ \{U_{t+\Delta t}\} &= \{U_t\} + \Delta t\{\dot{U}_t\} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\{\ddot{U}_t\} + \beta\Delta t^2\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} \\ \{\dot{U}_{t+\Delta t}\} &= \{\dot{U}_t\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}\end{aligned}$$

A partir de aquí, partiendo de la evaluación de la ecuación de equilibrio (2.1) en el instante $t+\Delta t$, se pretende encontrar los desplazamientos en el instante $t+\Delta t$, es decir $U_{t+\Delta t}$

$$[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}\} \quad (2.9)$$

Para poder evaluar la ecuación anterior, hay que ordenar la ecuación (2.11) y (2.12) para expresar los valores de la aceleración y la velocidad en el instante $t+\Delta t$, en función del desplazamiento en el instante $t+\Delta t$ y los valores de las variables en el instante t .

Para ello en primer lugar, despejamos $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ a partir del campo de desplazamiento dado por (2.11), obteniendo que:

$$\begin{aligned}\beta\Delta t^2\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} &= \{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t - \Delta t\{\dot{U}_t\} - \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\{\ddot{U}_t\} \\ \rightarrow \{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}(\{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t) - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{U}_t\} + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\{\ddot{U}_t\}\end{aligned}\quad (2.17)$$

Reemplazando (2.13) en la expresión de la velocidad dada por (2.12) se obtiene:

$$\begin{aligned}\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} &= \{\dot{U}_t\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} \\ &= \{\dot{U}_t\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{U}_t\} + \gamma\Delta t\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}(\{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t) - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{U}_t\} + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\{\ddot{U}_t\}\right] \\ &= \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(\{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t) + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\{\dot{U}_t\} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\{\ddot{U}_t\}\end{aligned}\quad (2.18)$$

Resumiendo:

$$\begin{aligned}\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{U}_t\} + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \{\ddot{U}_t\} \\ \{\dot{U}_{t+\Delta t}\} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\{U_{t+\Delta t}\} - \{U\}_t) + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \{\dot{U}_t\} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \{\ddot{U}_t\}\end{aligned}\quad (2.19)$$

Reemplazando las ecuaciones dadas por (2.15) en la expresión (2.7) obtenemos que:

$$[K^{eff}]\{U_{t+\Delta t}\} = \{F^{eff}\} \quad (2.20)$$

donde

$$[K^{eff}] = [a_0[M] + a_1[C] + [K]] \quad (2.21)$$

$$\{F^{eff}\} = \{F_{t+\Delta t}\} + [M][a_0\{U_t\} + a_2\{\dot{U}_t\} + a_3\{\ddot{U}_t\}] + [C][a_1\{U_t\} + a_4\{\dot{U}_t\} + a_5\{\ddot{U}_t\}] \quad (2.22)$$

donde

$$\begin{aligned}a_0 &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} & a_1 &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \\ a_2 &= \frac{1}{\beta \Delta t} & a_3 &= \frac{1}{2\beta} - 1 \\ a_4 &= \frac{\gamma}{\beta} - 1 & a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2\right)\end{aligned}$$

La solución del sistema de ecuaciones (2.16) nos da el vector de desplazamientos nodales $\{U_{t+\Delta t}\}$, que sustituyéndolo en las ecuaciones (2.15), nos permite obtener los valores de velocidad y aceleración nodales, $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\}, \{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$.

Como se recoge en el libro de Zienkiewicz [27] la resolución de la ecuación (2.7) por el método de Newmark es incondicionalmente estable para los siguientes rangos de los parámetros de integración.

$$\beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma\right)^2, \quad \gamma \geq \frac{1}{2}, \quad \frac{1}{2} + \gamma + \beta > 0 \quad (2.23)$$

En este trabajo se han utilizado los siguientes valores de los parámetros anteriores:

$$\beta = 0.25 \quad \gamma = 0.5 \quad (2.24)$$

2.3.3. Integración por modos de vibración.

De manera análoga al apartado anterior, se partirá de la ecuación de equilibrio dinámico:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (2.25)$$

La matriz de masas es diagonal, pero la de rigidez no y la de amortiguamiento dependerá de su modo de obtención, si se obtiene por el método de Rayleigh, $[C] = \alpha[K] + \beta[M]$, tendrá las mismas características de llenado que la matriz de rigidez. Para simplificar dicho sistema de ecuaciones se realiza un cambio de coordenadas aprovechando las siguientes propiedades de los modos de vibración dinámicos:

- Forman base vectorial.
- Son ortogonales.

Para realizar este cambio de coordenadas, en primer lugar, hay que realizar el estudio de vibraciones libres despreciando el amortiguamiento, en cuyo caso los desplazamientos y aceleraciones de un sistema adoptan los valores.

$$\{U\} = \{\bar{U}\} \sin \omega t \quad \{\ddot{U}\} = -\omega^2 \{\bar{U}\} \sin \omega t \quad (2.26)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.21) con $[C] = 0$ y $\{F\} = 0$, tenemos.

$$[K] - \omega^2 [M] \{\bar{U}\} = 0 \quad (2.27)$$

Esta última ecuación corresponde a un problema de autovalores cuya resolución arroja las frecuencias naturales y sus autovalores asociados son los modos.

Estos modos de vibración de la estructura serán, precisamente, los vectores de la matriz de transformación que se usará.

$$\{U\} = \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \quad (2.28)$$

Donde las variables usadas en la ecuación son:

n es el número de modos utilizado, debería ser igual al número de grados de libertad en principio, pero se reducirá ya que en el caso de este trabajo el número de grados de libertad es muy elevado.

ϕ_i es el modo que se corresponde con el i -ésimo autovalor (asociado a la i -ésima frecuencia natural).

y_i es la correspondiente coordenada modal.

Sustituyendo dicha transformación en la ecuación (2.7) y haciendo las correspondientes derivadas a la misma, obtenemos lo siguiente:

$$[M] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i \right\} + [C] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i \right\} + [K] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \right\} = \{F\} \quad (2.29)$$

Como se comentó anteriormente los autovectores o modos de vibración tienen la propiedad de ortogonalidad, lo cual supone:

$$\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.30)$$

$$\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.31)$$

Si se usa el método de Rayleigh, también llamado de amortiguamiento constante, para obtener la matriz de amortiguamiento a partir de las matrices de masa y de rigidez también se verifica que:

$$\{\phi_j\}^T [C] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.32)$$

Multiplicando la ecuación (2.25) por cualquier vector modal traspuesto se obtiene:

$$\{\phi_j\}^T [M] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i \right\} + \{\phi_j\}^T [C] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i \right\} + \{\phi_j\}^T [K] \left\{ \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \right\} = \{F\} \quad (2.33)$$

Los únicos términos distintos de cero serían aquellos correspondientes a $i=j$. De manera que, realizando esa operación con cada uno de los modos, se consigue descomponer el sistema en n ecuaciones independientes entre sí, que forman la ecuación dinámica de un sistema de un solo grado de libertad i .

$$m_i \ddot{y}_i + c_i \dot{y}_i + k_i y_i = f_i \quad (2.34)$$

Donde se tiene:

$$m_i = \{\phi_j\}^T [M] \sum_1^n \{\phi_i\} \rightarrow \text{es la masa asociada al modo } i \quad (2.35)$$

$$c_i = \{\phi_j\}^T [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \rightarrow \text{es el amortiguamiento asociado al modo } i \quad (2.36)$$

$$k_i = \{\phi_j\}^T [K] \sum_1^n \{\phi_i\} \rightarrow \text{es la rigidez asociada al modo } i \quad (2.37)$$

$$f_i = \{\phi_j\}^T \{F\} \rightarrow \text{es la fuerza asociada al modo } i \quad (2.38)$$

Para la resolución de la ecuación (2.30) hay que recurrir a la teoría básica de vibraciones, según la cual se sabe que la solución presenta dos formas distintas según que el valor del amortiguamiento sea superior o inferior a un determinado valor c_{cr} , que llamamos amortiguamiento crítico. Existirán, por tanto, sistemas subamortiguados o sobreamortiguados.

Las estructuras habituales se corresponden con sistemas subamortiguados y presentan un movimiento oscilatorio.

El amortiguamiento se definirá mediante un parámetro ξ que es la relación de amortiguamiento y se supondrá constante para todos los modos.

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (2.39)$$

Para valores de amortiguamientos muy pequeños ($\xi < 0.1$), lo habitual en las estructuras, la frecuencia de vibración del sistema amortiguado se puede aproximar por la frecuencia de excitación, de la siguiente manera:

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \approx \omega \quad (2.40)$$

Y a consecuencia de lo anterior:

$$c_c = 2m \sqrt{k/m} = 2m\omega \quad (2.41)$$

Finalmente sustituyendo en la ecuación (2.30) y dividiendo por m_i tendremos para cada uno de los modos de vibración considerados de la estructura una ecuación del tipo:

$$\ddot{y}_i + 2\varepsilon\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = f_i/m_i \quad (2.42)$$

La ecuación anterior se tiene que resolver para obtener en cada instante de tiempo en que se quiera conocer la respuesta, los valores de y_i , \dot{y}_i e \ddot{y}_i . Se aplicarán para su resolución los métodos matemáticos de integración para sistemas de un solo grado de libertad.

2.3.4. Conclusiones y aplicaciones de cada método.

El método de integración por modos de vibración compensa el alto coste de la resolución del problema de autovalores y autovectores con el trabajo posterior rápido y sencillo de resolución de sistemas de un grado de libertad, lo cual desde un punto de vista computacional lo hace ser considerablemente más rápido que la integración directa paso a paso. Principalmente esta mayor velocidad de cálculo se debe a que hay ciertos casos en los que no es necesario tener en cuenta tantos modos como grados de libertad tenga la estructura.

Para ciertas estructuras, como los puentes, las vibraciones que se generan al paso de cargas móviles se asocian a los modos de vibración más bajos y no es necesario resolver el problema para todos los modos, es suficientemente preciso el análisis considerando un cierto número de modos relativamente pequeño, con lo que al final el resultado será:

$$\{U\} = \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \cong \sum_1^m \{\phi_i\} y_i ; \quad m \ll n \quad (2.43)$$

Sin embargo, cuando se modelan regiones espaciales con elementos sólidos, como es el caso de este trabajo, el error que se comete reduciendo el número de modos es grosero, y eso se debe a la ausencia del comportamiento vibratorio preferente que tienen ciertas estructuras en los modos de baja frecuencia, que no existe en las regiones espaciales. Este error se podrá observar a través de su comparación con el método de integración directa paso a paso, en el apartado 6.3 del capítulo 6.

Para obtener resultados precisos en modelos con gran cantidad de elementos sólidos se debe usar un método de integración directa paso a paso, por ejemplo, el método de Newmark.

A pesar del error cometido, el análisis modal tiene un papel muy importante en este trabajo, ya que si lo que se busca es un resultado cualitativo de cómo va a vibrar la estructura para conocer si se trata de un caso de resonancia o no, será suficiente con considerar un cierto número de modos bastante inferior al número de grados de libertad. Esto permitirá resolver los modelos con todos los trenes de la familia HSLM-A a velocidades crecientes de 20 a 420 km/h en un tiempo considerablemente inferior a si esto se hiciera con todos los modos, o bien, usando un método de integración directa paso a paso.

Aunque aporte resultados erróneos de desplazamientos y aceleraciones, sí permitirá observar la forma de las gráficas oscilatorias generadas en ciertos puntos importantes como por ejemplo en la media luz del marco entre los carriles. La forma cualitativa de dichas gráficas oscilatorias es lo que nos permitirá evaluar con cual de los trenes y a qué velocidad se produce en cada modelo la resonancia mas perjudicial, de mayor amplitud. Los resultados no serán los correctos cuantitativamente, y más aun en un modelo con tantos elementos sólidos como el que se trata en este trabajo, pero no importa, la estructura vibrará de forma muy semejante a como la haría si se consideraran todos los modos. En este trabajo se usa el análisis modal como una herramienta para conocer, no cuánto, sino, cómo va a vibrar la estructura y qué trenes y velocidades son los que provocarán la resonancia más desfavorable.

El número de modos a partir del cual se puede considerar que se obtiene el comportamiento cualitativo correcto de la estructura, es decir, a partir del cual la forma de las gráficas no varía sustancialmente con el aumento del número de modos, no es tan bajo como el asociado a comportamientos de bajas frecuencias en puentes (alrededor de 100 modos). Hay que calcularlo realizando un análisis de sensibilidad, como se verá en el

capítulo 5, observando a partir de qué número de modos las gráficas generadas de desplazamientos máximos mantienen su forma constante.

Posteriormente, para un único caso de carga, el tipo de tren y velocidad más desfavorable, se resolverá cada modelo usando el método de integración directa, con el objetivo de ganar precisión tanto en desplazamientos como en aceleraciones y de esta manera reducir el excesivo coste computacional de dicho método.

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LA INFRAESTRUCTURA

Se pone en estudio un tramo de vía de alta velocidad de doble sentido cruzado por un marco bajo terraplén.

3.1 Descripción del tramo de vía en estudio.

Al objeto de poner de manifiesto la metodología propuesta para la confección de los modelos numéricos y alcanzar los objetivos propuestos, se va a modelizar un tramo de vía concreto para trenes de alta velocidad. Las dimensiones de la misma y la disposición de las diferentes capas de materiales son las habituales en estos casos, tratando de no perder generalidad, pero a su vez con la complejidad suficiente para que todos los mecanismos resistentes de la infraestructura estén representados.



Figura 14. Disposición de elementos en vías de ferrocarril.

Se trata de un tramo provisto de dos vías, una para cada sentido, de las cuales se modelará y someterá al paso de los trenes una de ellas. Estas vías estarán atravesadas por un marco bajo terraplén formado por dos hastiales y dos losas, superior e inferior.

Los hastiales y las losas del marco, a pesar de ser simples tienen la morfología correspondiente a los elementos habituales presentes en estas estructuras. Su modelo estructural se realiza a través de elementos “Shell” que integran el comportamiento tanto en el propio plano como fuera del mismo, es decir, tanto de placa como de membrana. Los hastiales serán de tipo losa maciza de altura constante, ya que la altura del marco no se va a variar, será constantemente de 5 metros y tendrán un espesor de $L/10$, siendo L la luz del marco, excepto para los casos de luces superiores a 10 metros, en los que el espesor de los hastiales será constante de 1 metro. La sección de las losas, superior e inferior, es maciza con canto igual a $L/10$, siendo L la luz del marco. El ancho de las losas va variando con la luz del marco.

Respecto al carril, este será del tipo UIC60 de dimensiones normalizadas. Las traviesas que se usarán serán monobloque de sección constante rectangular.

En lo que se refiere a las capas de terreno, el balasto se ha dispuesto con un espesor de 0.5 metros y pendiente 3:2, directamente apoyado sobre un material que conforma el cuerpo del terraplén y que representará en su totalidad a las capas de asiento que se colocan bajo el balasto (sub-balasto, capas de fundación, capas anticontaminantes). La altura del terraplén será de 7 metros, excepto para el caso del marco de 20 metros de luz que será de 8 metros, y la pendiente será 2:1. Bajo el terraplén se ha dispuesto una capa de 5 metros de espesor que tendrá la función de plataforma, esta estará compuesta por un terreno natural existente que conformará la plataforma de vía, cuya rigidez será una de las variables de estudio.

El espesor de la plataforma debe ser el suficiente como para que las ondas generadas por el paso de los trenes

se disipen con la profundidad y se atenúen las ondas de reflexión. Para ello se han tomado como referencia dos trabajos relacionados directamente con este tema.

Mellat, en 2012, en su tesis “Dynamic analysis of soil-steel composite bridges for high speed railway traffic” [28] realiza un modelo 3D de elementos finitos como el de este trabajo, pero en lugar de un marco, coloca un tubo de chapa metálica corrugada. Dicho trabajo ha sido de gran ayuda en diversos aspectos de este trabajo como se irá comentando más adelante. Mellat coloca una capa inferior de 5 metros profundidad que haría la función de plataforma, con el objetivo de atenuar las ondas de reflexión, sin incrementar mucho la profundidad, lo cual aumentaría mucho el número de elementos y el modelo sería inviable.

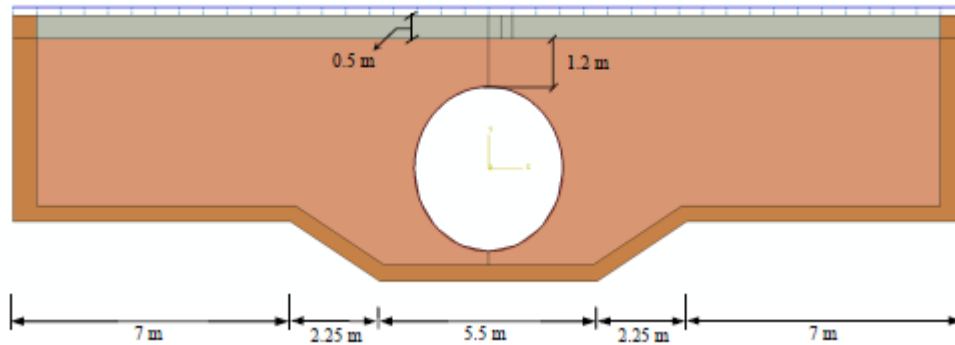


Figura 15. Sección longitudinal del modelo realizado por Mellat en 2012 [28].

Martínez, en 2009, en su trabajo de investigación “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de estructuras sometidas al paso de cargas móviles” [29], analiza en un capítulo completo la influencia del tamaño de la zona del terreno incluida en el modelo de un viaducto. Lo hace con el objetivo de saber qué espesor de terreno inferior colocar bajo pilas y estribos. Los resultados que obtiene revelan que a partir de 5 m la masa de terreno asociada al movimiento que provoca el impulso, ya está incluida en el modelo, es decir, las zonas de terreno adicionales que se incluyen en los modelos de mayor tamaño, no experimentan desplazamientos acusados o no interfieren de una forma destacada en el resultado.

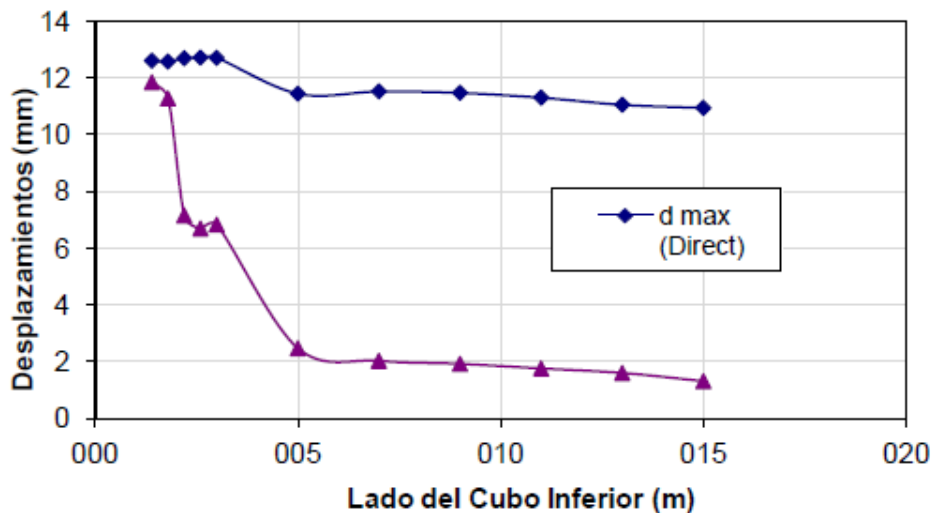


Figura 16. Influencia de la profundidad del terreno inferior. Fuente: Martínez, 2009 [29].

En base a estos dos trabajos se colocará como plataforma un espesor de terreno natural inferior de 5 metros.

En las figuras que siguen se detallan las dimensiones de la geometría del modelo, así como los elementos y materiales que componen la superestructura y la subestructura. Las dimensiones de los elementos de menor tamaño como las traviesas y el carril, se especifican en apartados posteriores, en los que se analiza en profundidad cada componente del modelo.

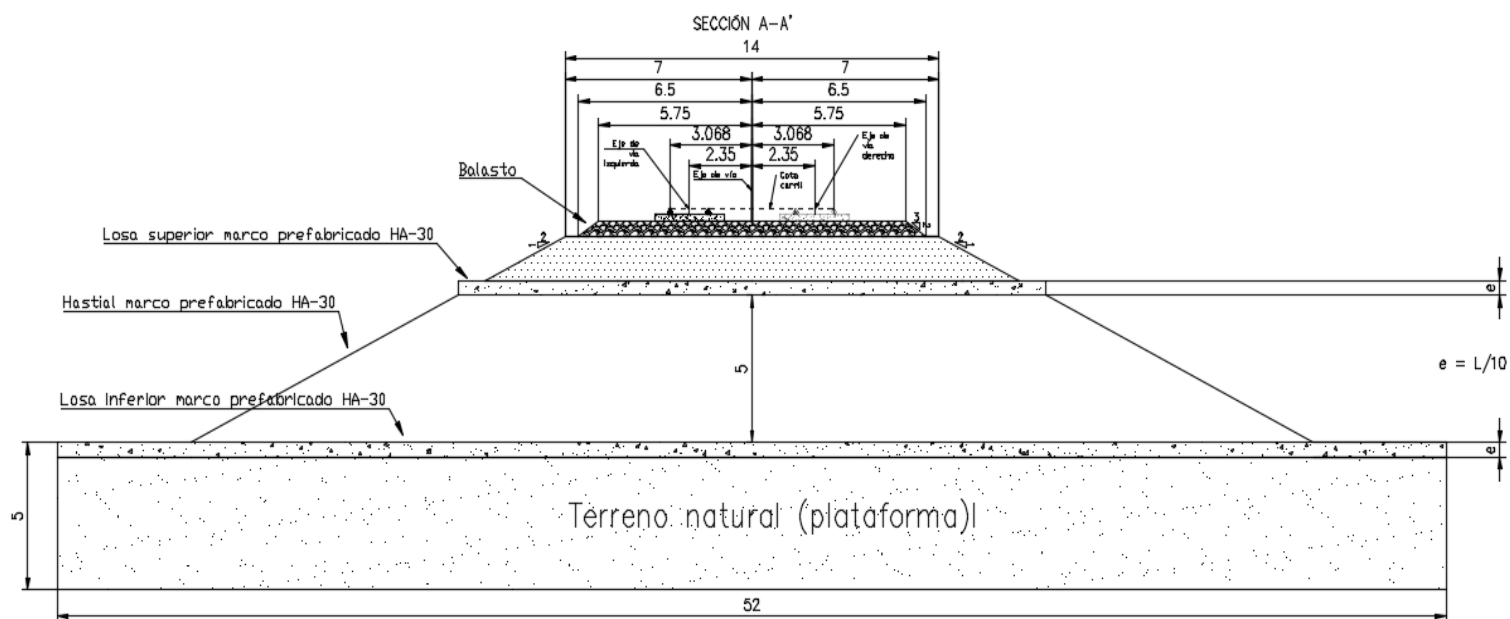


Figura 17. Sección A-A' (indicado en planta, figura 3.6).

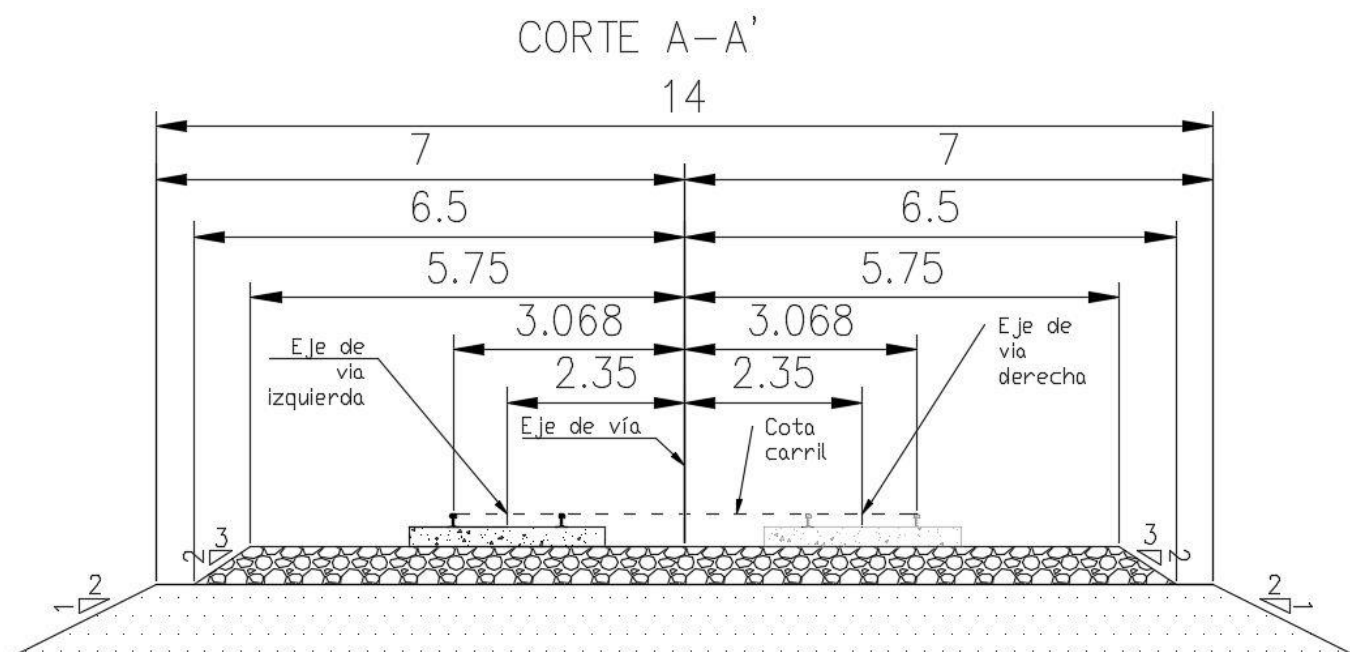


Figura 17.

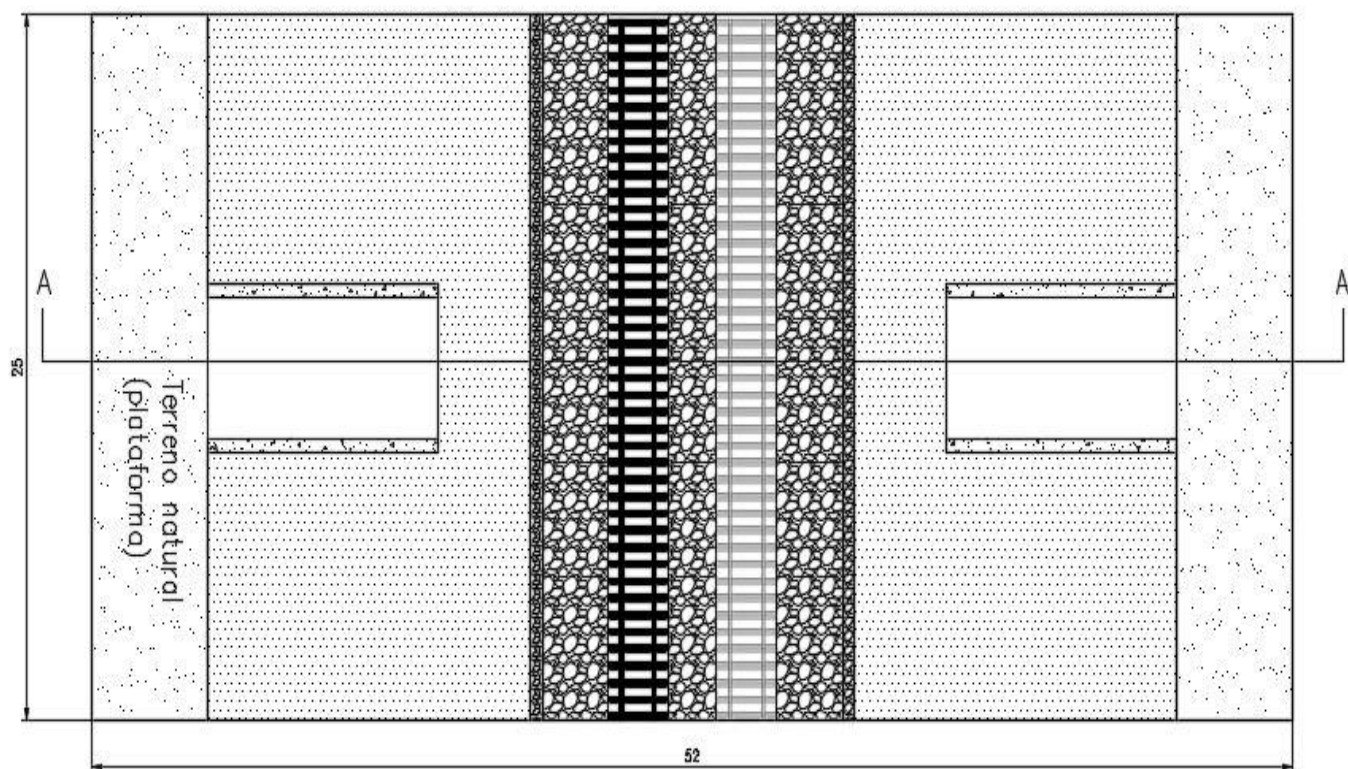


Figura 18. Planta del tramo de vía en estudio. (Vía de la derecha en color claro indica que no se modelará).

Para los casos de luces de 12, 15 y 20 metros, la longitud del modelo será de 35 metros en lugar de los 25 metros indicados en la figura anterior.

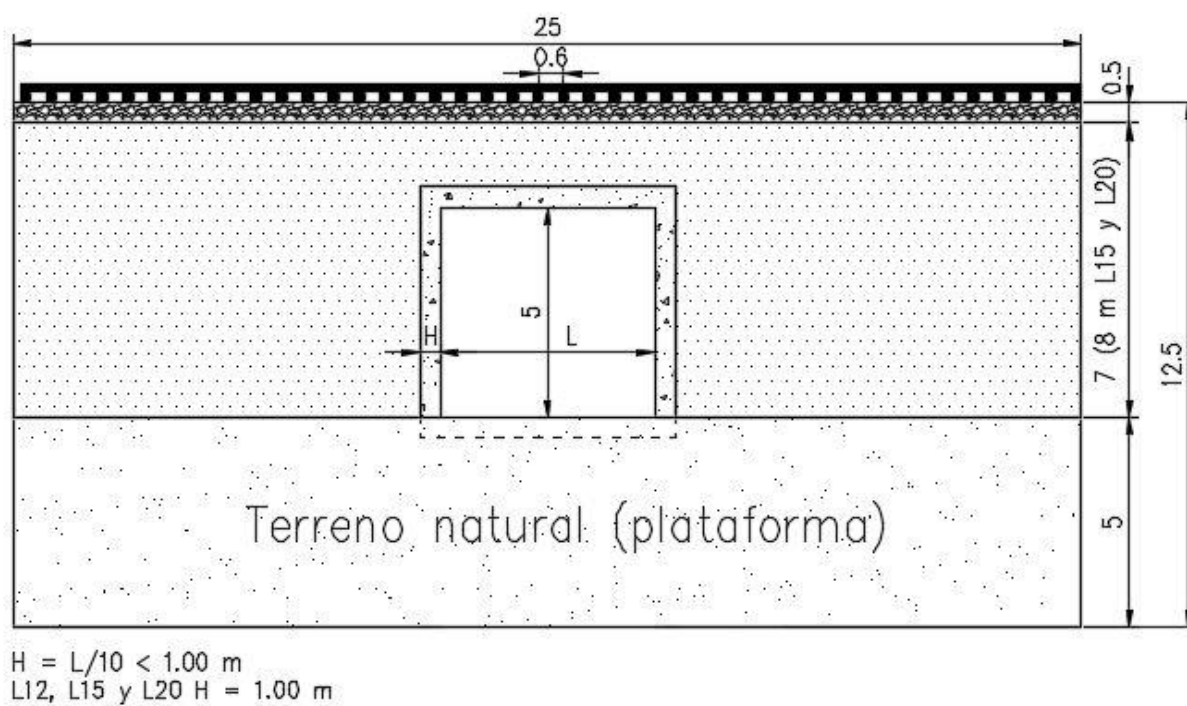


Figura 19. Perfil del tramo de vía en estudio

3.2 Modelo de EF. Geometría, mallado y condiciones de contorno.

En este apartado se va a explicar cómo se ha ido realizando la modelización de los diferentes elementos que componen el tramo de vía en estudio y la forma en que estos se han ido integrando entre sí para formar un único modelo tridimensional.

El modelo se ha dividido en dos partes, la subestructura y la superestructura, en función de si nos encontramos por debajo o por encima, respectivamente, del plano que forma la superficie inferior de las traviesas.

Tanto para los elementos que componen la subestructura como para los que componen la superestructura se han usado elementos finitos de tipología diversa, en función de las características de los mismos.

3.2.1. Subestructura.

3.2.1.1. Balasto, terraplén y plataforma.

La subestructura de la vía estará formada por el balasto, el terraplén y la plataforma o terreno natural. Para modelizarla se ha realizado una geometría base en Catia [15] siguiendo las dimensiones expuestas en el apartado 3.1.

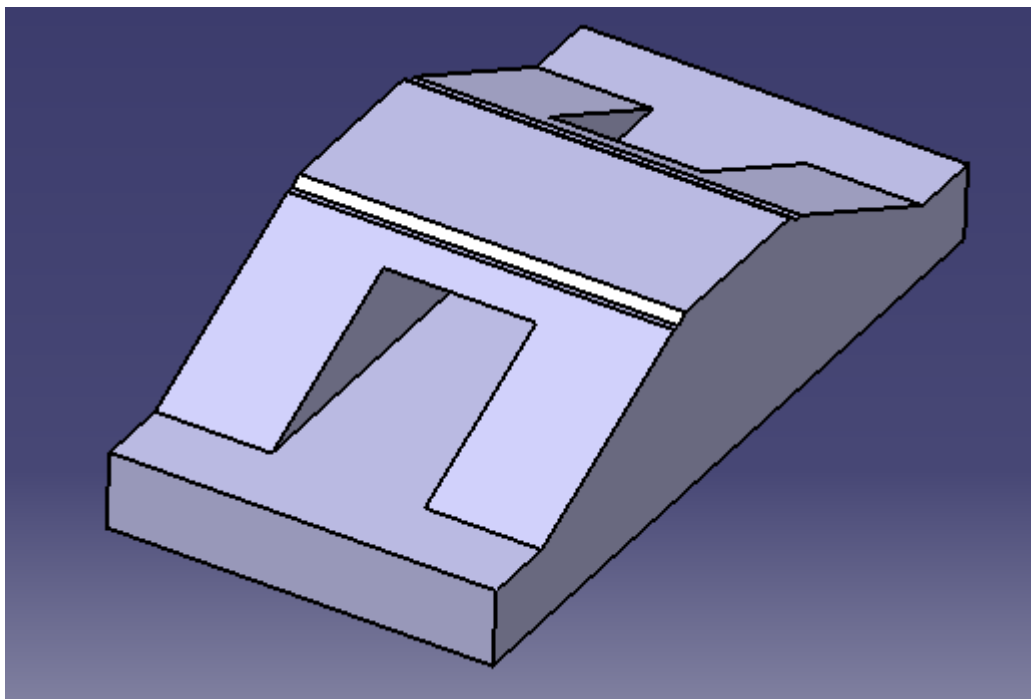


Figura 20. Geometría en 3D generada en Catia [15].

Esta geometría se ha exportado posteriormente a Abaqus [16] para realizar el mallado. Este se ha realizado dividiendo el modelado en celdas, una para el balasto, otra para el cuerpo del terraplén y otra para la plataforma inferior, todas ellas con un tamaño de elemento constante. El mallado no será uniforme, irá haciéndose cada vez más pequeño conforme nos acerquemos a la vía. Esta transición se ha realizado en el cuerpo del terraplén a partir de las 8 aristas inclinadas existentes, dándole un tamaño de elemento máximo en la zona inferior, igual al tamaño de elemento de la celda correspondiente a la plataforma o terreno natural, y uno mínimo en la zona superior. En el caso de las 4 aristas exteriores el tamaño mínimo coincide con el tamaño de elemento de la celda del balasto y para las 4 aristas interiores del hueco del marco, el tamaño mínimo será un 20 % inferior al tamaño de elemento del balasto.

Todos los elementos serán tetraedros con el objetivo de que las mallas de las diferentes celdas sean

concordantes entre sí.

El tamaño de los elementos de la malla por la que se ha optado para los cálculos es el siguiente:

	Elemento	Tamaño (m)
Balasto	Tetraedo	0,80
Terraplén	Tetraedo	0.80 - 2.50 (1,50)
Terreno natural (plataforma)	Tetraedo	2,50

Tabla 3. Malla balasto, terraplén y plataforma.

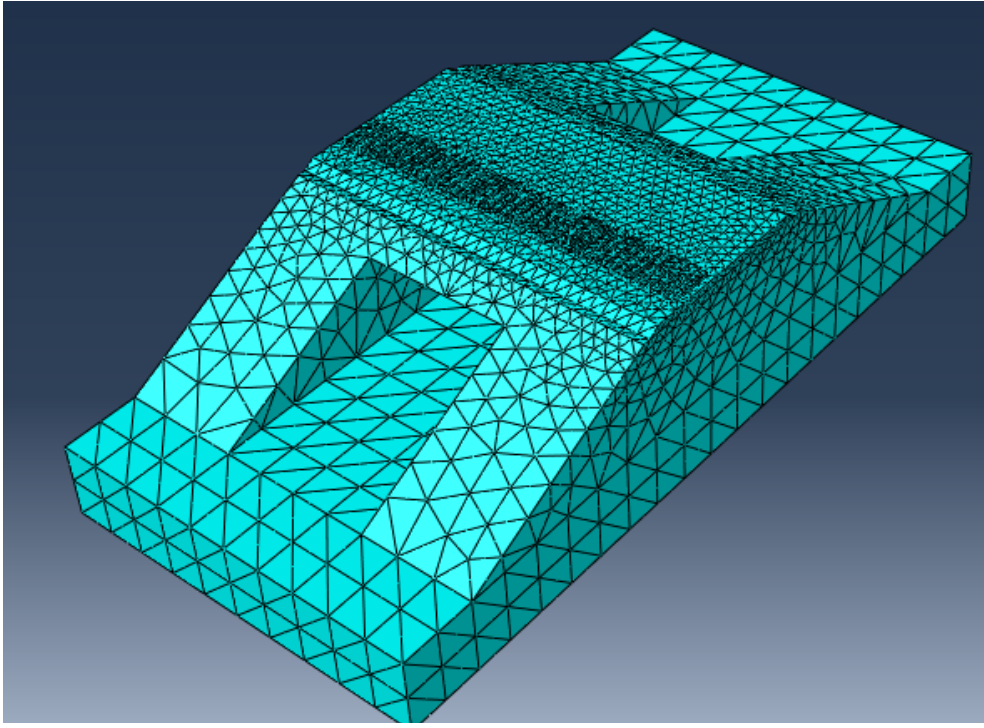


Figura 21. Mallado del modelo 3D en Abaqus [16].

Posteriormente, tras realizar el mallado se ha obtenido un archivo .inp generado por Abaqus [16] donde se localizan las coordenadas cartesianas de cada uno de los nodos que conforman el modelo, así como los números de los nodos que conforma cada uno de los elementos.

Usando una aplicación de Visual Basic se han ido leyendo estas coordenadas y se han generado en Sap2000 [14] cada uno de los elementos a través de la unión con los diferentes nodos que los forman. Al mismo tiempo, a cada elemento se le ha asignado un material con las siguientes características dependientes de si se trata del balasto, el terraplén o el terreno natural:

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	ξ_α	ξ_β
Balasto	18	200	0,35	0,02	0,02
Terraplén	19	100	0,35	0,02	0,02
Plataforma	18	Variable	0,35	0,02	0,02

Tabla 4. Propiedades balasto, terraplén y plataforma.

Para poder diferenciar las zonas donde acaba un material y empieza otro diferente, la aplicación de Visual Basic, además de las coordenadas de los nodos, usa los siguientes datos:

- Cota Inferior de las traviesas
- Cota Inferior del balasto
- Cota del dintel
- Cota Inferior del terraplén
- X primer hastial
- X segundo hastial
- Y izquierdo losa
- Y derecho losa
- Espesor del dintel y de la losa
- Espesor del hastial

Las condiciones de contorno se aplicarán sobre las caras exteriores de la geometría de la siguiente manera:

En coordenadas globales estando el eje “x” en la dirección del carril, el eje “y” perpendicular a la vía y el eje “z” hacia arriba.

- Para los nodos que estén en plano $Z = 0$: $u_x = u_y = u_z = 0$.
- Para los nodos que estén en plano $X = x_{\min}$ y $X = x_{\max}$: $u_x = 0$.
- Para los nodos que estén en plano $Y = y_{\min}$ y $Y = y_{\max}$: $u_y = 0$.

Siendo:

$x_{\min} = 0$ m.

$x_{\max} = 25$ m; Para luces de 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 metros.

$x_{\max} = 35$ m; Para luces de 12, 15 y 20 metros.

$y_{\min} = -26$ m.

$y_{\max} = 26$ m.

3.2.1.2. Marco.

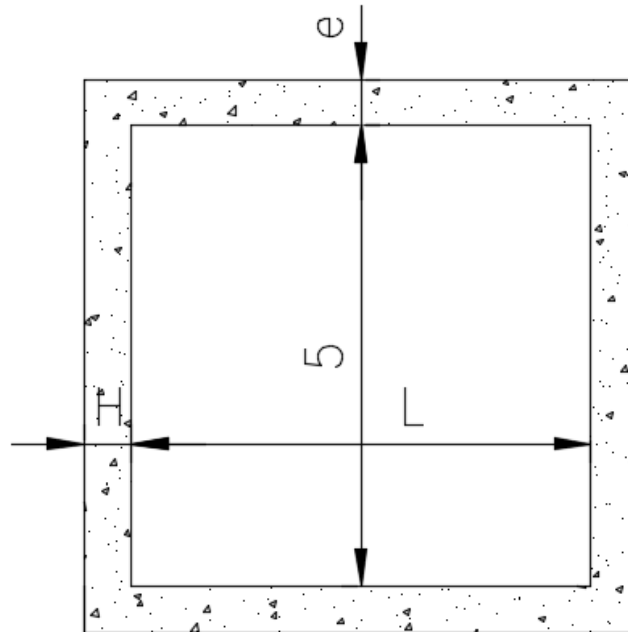
El marco se colocará en el hueco que atraviesa la vía en dirección transversal existente en la geometría realizada en Catia [15]. Tras realizar el proceso de mallado y una vez generado el modelo en Sap2000 [14] del balasto, el terraplén y la plataforma, las caras interiores de dicho hueco estarán formadas por las caras de los elementos tetraédricos que conforman la malla del terraplén, en la parte superior y en las paredes laterales, y de la plataforma en la parte inferior. Para colocar los hastiales y las losas del marco, se van a superponer en las caras de dichos tetraedros elementos placa (Shell) de manera que haya compatibilidad de desplazamientos entre los elementos placa que conforman los hastiales y las losas, y los elementos sólidos del terraplén y de la plataforma, es decir coincidan los nodos de los elementos Shell con los nodos de las caras exteriores de los tetraedros.

Se colocarán elementos Shell en las dos superficies verticales del hueco, en su totalidad, en la superficie horizontal superior y en la superficie horizontal inferior entre las coordenadas $y = 21$ e $y = -21$, que son las coordenadas “y” transversales a la vía con origen en el centro de la misma, donde acaba el terraplén a ambos lados.

El material que se le asociará a dichos elementos Shell será un hormigón HA-30 con las siguientes características.

- $E = 28577 \text{ MPa}$.
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\nu = 0.20$
- $\xi_{\alpha} = 0.02$
- $\xi_{\beta} = 0.02$

El espesor de los elementos será diferente en función de si se colocan para formar los hastiales o las losas (superior e inferior).



$$e = L/10$$

$$H = L/10 < 1.00 \text{ m}$$

$$L12, L15 \text{ y } L20 \text{ } H = 1.00 \text{ m}$$

Figura 22. Dimensiones y espesores de losas y hastiales del marco.

Al estar la malla superpuesta sobre la ya generada para el terraplén, la malla de elementos Shell estará en función del tamaño de los elementos tetraédricos que tengan debajo. De manera que el tamaño de elemento para cada una de las partes que conforman el marco será:

	Elemento	Tamaño (m)
Hastiales	Shell	1,50 - 2,50
Losa superior	Shell	1,50
Losa inferior	Shell	2,50

Tabla 5. Mallado de marcos.

No se le impondrá ninguna condición de contorno, simplemente la coincidencia de cada uno de los nodos que conforman cada elemento Shell con los nodos de la cara del elemento tetraédrico que le corresponda en su posición.

3.2.2. Superestructura

3.2.2.1. Traviesas.

Las traviesas se han modelizado de manera análoga a como se ha hecho con el terraplén, el balasto y la plataforma.

Se ha generado la geometría en Catia [15], colocando sobre la capa de balasto una traviesa de sección rectangular monobloque cada 60 centímetros, de las siguientes dimensiones (en metros).

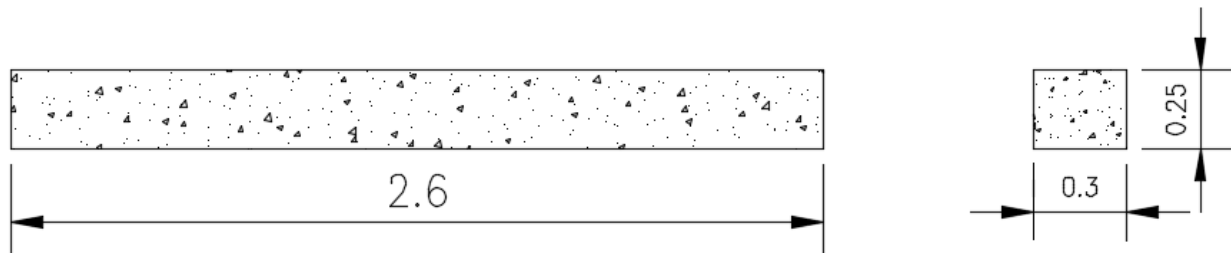


Figura 23. Dimensiones de las traviesas.

Como se comentó con anterioridad solo se modelará una de las dos vías, para aplicar las cargas sobre una de ellas únicamente, tal y como indica IAPF-07 [1] y Eurocódigo-1 [2].

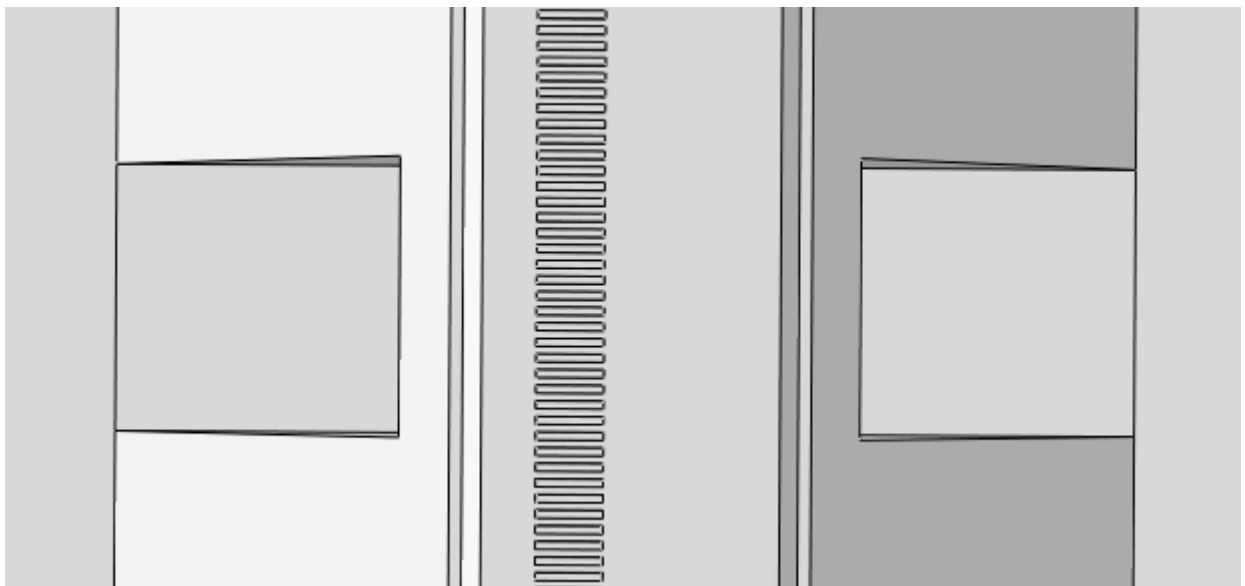


Figura 24. Vista en planta de las traviesas en Catia [15].

Posteriormente se ha generado el mallado en Abaqus [16] mediante elementos tetraédricos con el objetivo de que la malla de las traviesas sea coherente con la malla del balasto, es decir, sus nodos coincidan en las zonas de intersección entre ambos.

El tamaño de elemento por el que se ha optado para el mallado usado en los cálculos es de 0.2890 m. Este número es el resultado de calcular el tamaño de elemento necesario para conseguir que en la superficie superior de cada traviesa haya cuatro nodos con los que compatibilizar los carriles posteriormente, de tal manera que la distancia entre los carriles sea el ancho internacional, 1.435m. Los dos nodos de la mitad derecha de la traviesa se harán coincidir con otros dos nodos correspondientes al carril derecho, de manera que cada uno de estos nodos

pertenezcan tanto al carril como a la traviesa, y de forma análoga para el carril izquierdo. Esta compatibilidad de desplazamientos modeliza la sujeción carril-traviesa.

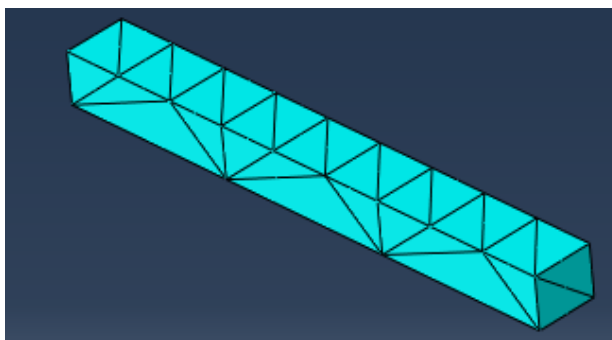


Figura 25. Mallado de las traviesas.

Posteriormente, tras realizar el mallado se ha obtenido un archivo .inp generado por Abaqus [16] donde se localizan las coordenadas cartesianas de cada uno de los nodos que conforman las traviesas, así como los números de los nodos que conforma cada uno de los elementos.

Usando la aplicación de Visual Basic comentada anteriormente, se han ido leyendo estas coordenadas y se han generado en Sap2000 [14] cada uno de los elementos a través de la unión de los diferentes nodos que los forman. Al mismo tiempo se le ha asignado como material un hormigón HA-50 con las siguientes propiedades:

- $E = 32902 \text{ MPa}$
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\nu = 0.20$
- $\xi_{\alpha} = 0.02$
- $\xi_{\beta} = 0.02$

En cuanto a las condiciones de contorno de las traviesas, no se les impone ninguna, simplemente que el mallado sea coherente con el balasto, es decir, que cada uno de los nodos que conforman la cara inferior de los tetraedros que forman las traviesas, sean coincidentes con los nodos de la cara superior del elemento tetraédrico que le corresponda del balasto (sean el mismo nodo).

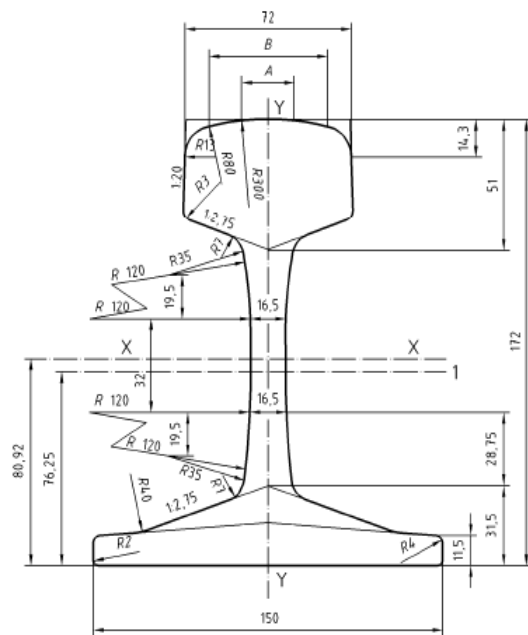
3.2.2.2. Carril.

El carril se ha añadido al modelo una vez generadas las traviesas en Sap2000 [14], colocándolos justo encima de estas.

Como se comentó en el apartado anterior la unión carril-traviesa se ha modelizado haciendo coincidir dos nodos de cada traviesa con dos nodos de cada carril de manera que se consiga una separación entre estos de 1.435 m.

En cuanto al tamaño de la malla del carril, dado que la distancia entre traviesas es de 60 cm y el ancho de estas es de 30 cm, colocando elementos beam para los carriles cada 30 cm habría sido suficiente, pero se ha optado un tamaño de elemento menor, 15 cm. Esto se ha realizado con el objetivo de que siempre haya un nodo del carril en el medio del ancho de cada traviesa, para poder aplicar ahí, en cada una de las traviesas, las cargas variables puntuales que modelizarán el paso de los trenes de alta velocidad.

A los elementos beam del carril se le ha asignado una sección genérica, pero con las siguientes propiedades, correspondientes al carril UIC60 (medidas en mm).



Leyenda

1 Eje del marcado en relieve

Área de la sección transversal	:	76,70	cm ²
Masa lineal	:	60,21	kg/m
Momento de inercia vertical eje x-x	:	3 038,3	cm ⁴
Módulo resistente. Cabeza	:	333,6	cm ³
Módulo resistente. Patín	:	375,5	cm ³
Momento de inercia horizontal eje y-y	:	512,3	cm ⁴
Módulo resistente horizontal eje y-y	:	68,3	cm ³

Dimensiones indicativas: A = 20,456 mm
B = 52,053 mm

Figura 26. Propiedades geométricas del carril UIC60.

El material del carril será un acero de alta resistencia con las siguientes propiedades:

- $E = 210 \text{ GPa}$
- $\gamma = 76,9729 \text{ kN/m}^3$
- $\nu = 0,30$
- $\xi_{\alpha} = 0,02$
- $\xi_{\beta} = 0,02$

Respecto a las condiciones de contorno, en cada traviesa los dos nodos de la superficie superior deben ser coincidentes con los 2 nodos correspondientes del carril, es decir carril y traviesa deben compartir dichos nodos.

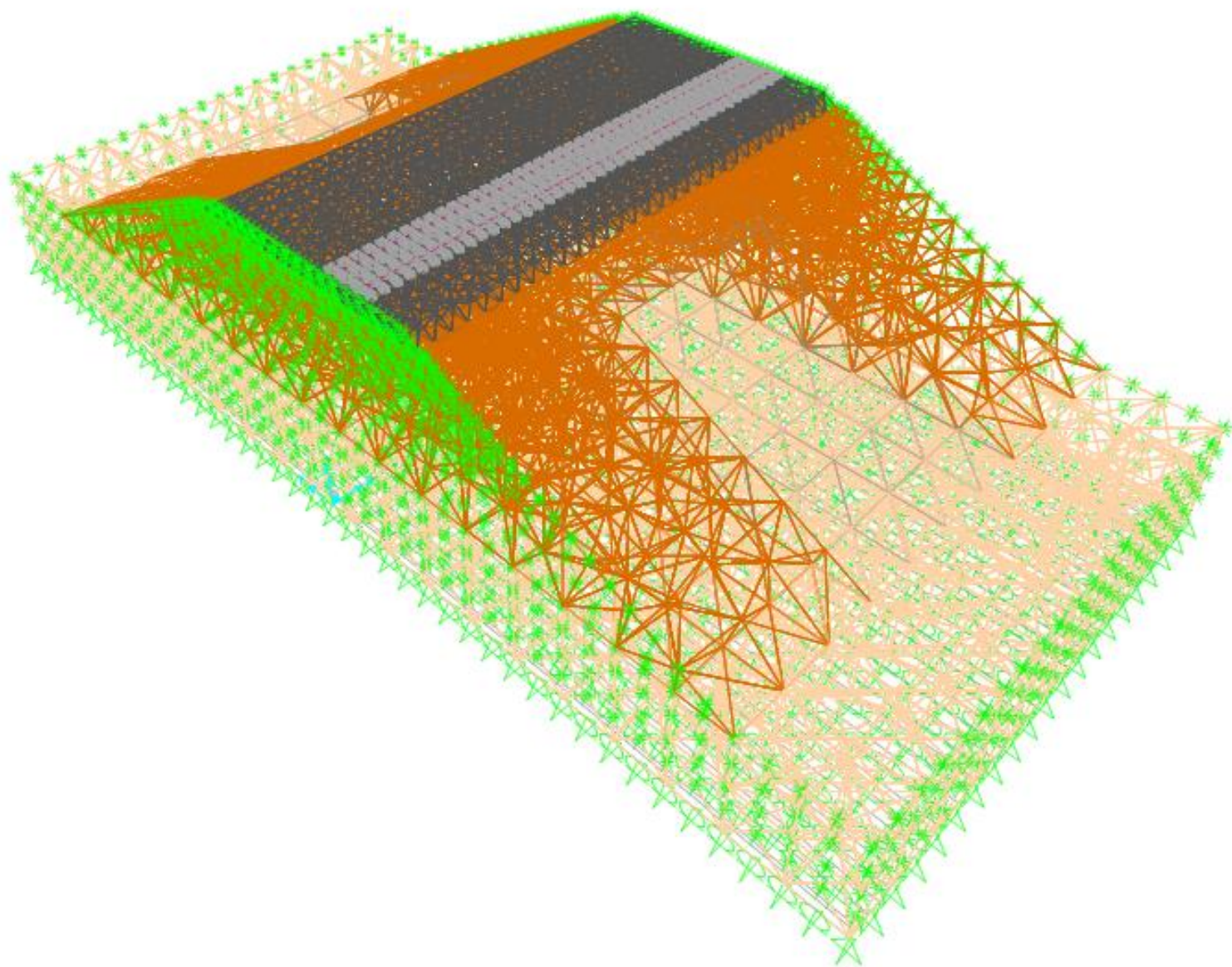


Figura 27. Modelo completo en 3D en Sap2000 [14]

Leyenda

PLATAFORMA

TERRAPLÉN

BALASTO

TRAVIESAS

CARRIL

3.3. Modelo de cargas.

Para poder comprender la aplicación de las cargas se va a describir en primer lugar en qué consiste y en qué modelo se basa el Tren Dinámico Universal-A de IAPF [1], que es la acción dinámica considerada.

Finalmente se explicará la manera de aplicar las cargas en el modelo de elementos finitos realizado.

3.3.1. Modelo para interoperabilidad en líneas de alta velocidad (HSLM).

Si las estructuras de vía como puentes, marcos o bóvedas se calcularan aplicando únicamente las cargas móviles correspondientes a trenes reales, los resultados obtenidos tendrían un gran inconveniente.

Este sería, su falta de generalidad, ya que la envolvente obtenida no es lo suficientemente general como para proponerla como limitación constructiva de los futuros trenes: una ligera variación de parámetros de un tren actual, como podrían ser, por ejemplo, la longitud de los vehículos, el valor nominal de la carga por eje o la distancia de acoplamiento, podría modificar fácilmente la respuesta de la estructura, de manera que no quede cubierta por la envolvente de los trenes reales, y no se esté del lado de la seguridad.

Con objeto de permitir un método de cálculo más general y no sujeto a este inconveniente, el comité ERRI D214 [4] ha definido analíticamente una familia de trenes universales (ficticios) cuyos efectos dinámicos sobre las estructuras envuelven a cualquier tren real que circule en la actualidad. Esta familia, de nombre UNIV-A presenta las características recogidas en la tabla.

Tipo	Articulado
Longitud total	≈ 400 m
Longitud de los coches D	De 18 a 27 m
Carga por eje	170 kN
Distancia entre ejes de un mismo bogie	2,5 m
Locomotoras en cabeza y cola de la composición	Sí

Tabla 6. Características de la familia de trenes universales UNIV-A, obtenida al variar la longitud D . (Comité ERRI D214 [4])

Esta envolvente de trenes UNIV-A en un principio presentaba un gran inconveniente en España. Este, tal y como se muestra en la figura 3.18, era que no cubría al TALGO AV para longitudes de onda inferiores a 15 metros ($\lambda < 15$). Es de suponer que el mismo hecho se podría dar con otros trenes regulares reales, de los que el TALGO es un ejemplo representativo.

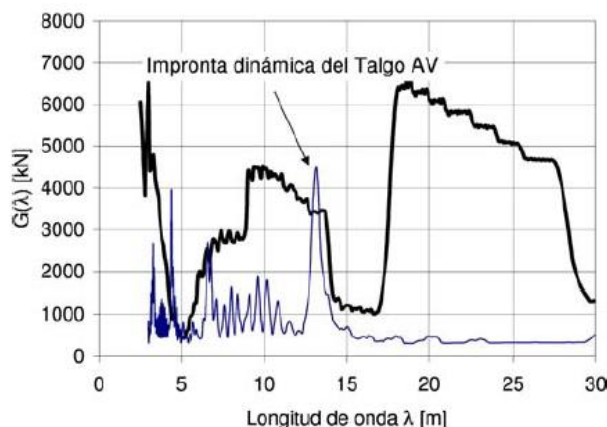


Figura 28. Improntas dinámicas de la envolvente de trenes UNIV-A y del Talgo AV.

Para solventar este problema, de gran importancia para los intereses españoles, se realizó un trabajo que demostraba que el TALGO no es más agresivo dinámicamente que los otros trenes, proponiendo ciertos cambios

en la definición de la familia UNIV-A, de manera que para longitudes de onda cortas se consideren ciertos trenes adicionales que cubran la envolvente de posibles trenes regulares como el Talgo AV. Dichos cambios fueron incluidos en el modelo de cargas y han dado lugar a la definición final de las familias de trenes de alta velocidad, denominadas HSLM-A en las instrucciones de cálculo.

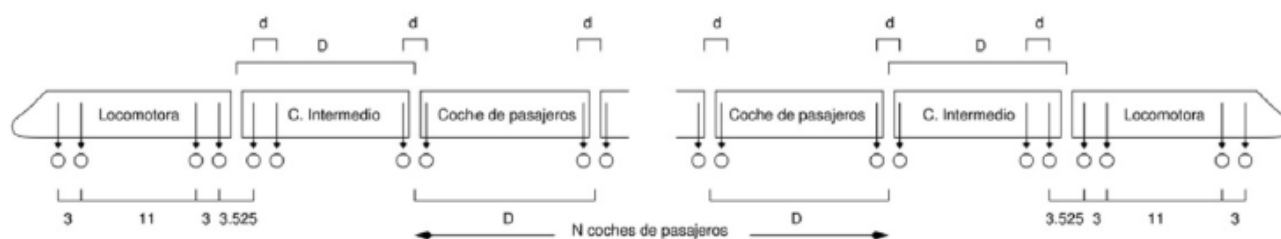


Figura 29. Definición gráfica del tren dinámico universal – A (distancias en metros).

Queda definido por la acción conjunta de una familia de 10 trenes articulados. Cada tren está formado por dos locomotoras y un cierto número de coches de pasajeros, con cargas iguales en todos los ejes, según la figura 29. La familia se obtiene variando el número de coches, la distancia entre ejes y las cargas por eje, según se indica en la tabla 2.

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS	LONGITUD DEL COCHE	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE	CARGA NOMINAL POR EJE
	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Tabla 2. Definición del tren dinámico universal-A

(la posición de las cargas de la locomotora es igual para todos los casos)

3.3.2. Aplicación en el modelo de EF de la infraestructura.

Para cada una de las composiciones definidas en la tabla 6 la velocidad de proyecto será de 350 km/h y se realizarán casos de carga independientes cada 10 km/h de 20 a 420 km/h (1.2 veces la velocidad de proyecto).

Para simular las cargas de tráfico se usan los nodos de cada carril que caen justo en el medio del ancho de cada traviesa, aplicando sobre ellos la mitad de la carga transmitida por cada uno de los ejes.

Por otro lado, se genera una función de carga temporal para cada tren y cada velocidad de cálculo, es decir, un total de 410 funciones de carga. Cada función de carga temporal se compone de una sucesión de rampas de subida de carga y rampas de bajada de carga que representan el reparto longitudinal de cada carga móvil entre la sección de cálculo y sus colindantes.

La pendiente de la rampa se fija con la velocidad de paso y la distancia entre secciones consecutivas, en

nuestro caso la distancia entre traviesas, 0.60 m; y la amplitud de la carga la fija el valor de la carga nominal por eje de cada tren, colocando la mitad en cada carril al tratarse de un tramo recto de vía.

El intervalo de tiempo que transcurre desde que se inicia un triángulo de carga hasta el siguiente, y así su posible solapamiento, viene dado por la distancia entre ejes de la composición y la velocidad de paso.

El procedimiento general será, generar un caso de carga con las cargas puntuales de cada sección, una para cada carril, y a ese caso de carga aplicarle cada función temporal de carga con un desfase respecto de la sección anterior, o un tiempo de llegada respecto de la sección inicial, que se evalúa de acuerdo con su posición en el tramo de vía en estudio y la velocidad de paso del tren. De esa manera cuando una carga móvil supera una determinada sección, comienza la rampa de subida correspondiente de la sección siguiente. Figura 30.

Con todos los casos de carga de todas las secciones correspondientes a una misma función de carga, es decir, a un mismo paso de tren y una misma velocidad, se genera un análisis transitorio, del que se obtendrán las desplazamientos y aceleraciones, entre otras cosas, de todos los puntos del modelo.

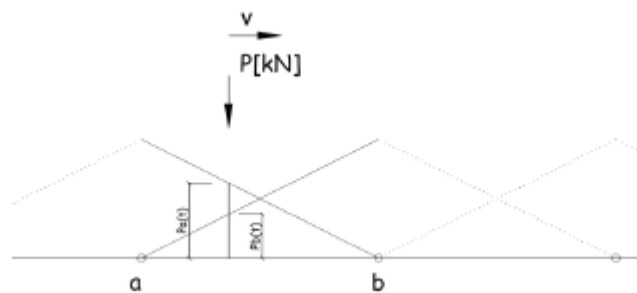


Figura 30. Disposición de las cargas móviles.

3.4. Variables de estudio.

El trabajo se centrará en el estudio de la influencia de la luz en el comportamiento dinámico de marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad, teniendo en cuenta diferentes rigideces para el terreno natural (plataforma).

Estas rigideces están directamente relacionadas con la clasificación de terrenos que hace la normativa NCSE-02 [13] y se explica en el apartado 1.3. del capítulo 1.

Terreno	V_s (m/s)	ρ (Kg/m ³)	v	G (N/m ²)	E (Mpa)
Tipo I	750	2038,735984	0,35	1146788991	3096
Tipo II	400	2038,735984	0,35	326197757	881
Tipo III	200	2038,735984	0,35	81549439,4	220
Tipo IV	100	2038,735984	0,35	20387359,8	55

Tabla 1. Valores de rigideces del terreno natural

Así, para cada terreno natural se harán modelos de elementos finitos de características idénticas a las que se han comentado en los apartados anteriores excepto la luz interior del marco. Esta se estudiará para 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15 y 20 metros.

Posteriormente, tras el análisis de cada caso de carga transitorio se obtienen los resultados de desplazamientos y aceleraciones en todos los nodos. De entre todos los nodos, nos vamos a centrar en dos, uno localizado en la losa superior del marco y otro en el balasto bajo la superficie de la traviesa más cercana a la media luz del marco.

La localización de estos dos puntos con exactitud será:

- Punto 1: nodo situado en la media luz de la losa superior del marco en el punto medio o más cercano al punto medio entre los dos carriles de la vía cargada.

- Punto 2: nodo situado en la superficie superior de la capa de balasto, bajo la traviesa más cercana a la media luz del marco, entre los dos carriles de la vía cargada.

Con los máximos desplazamientos de la losa superior del marco se obtendrá el coeficiente de impacto para cada luz y tipo de terreno, comparándolo con el desplazamiento para carga cuasiestática (Tren HSLM-A más desfavorable a 20 km/h), según se detalla en el apartado 2.1 del capítulo 2.

Posteriormente se evaluará para cada tipo de terreno natural la influencia que tiene la variación de la luz interior del marco en los siguientes aspectos:

- 1) Variación del coeficiente de impacto del marco prefabricado.
- 2) Variación de la aceleración vertical máxima del punto más desfavorable de la losa superior del marco (punto 1).
- 3) Variación de la aceleración vertical máxima de la capa de balasto.

Se tomará el valor de aceleración en la superficie superior del balasto (punto 2)

Finalmente, se superpondrán las gráficas generadas de coeficiente de impacto, aceleración en la losa superior del marco y aceleración de la capa de balasto, para cada tipo de terreno, y se observará la influencia de la rigidez de la plataforma en dichos aspectos.

4. ANÁLISIS DE INFLUENCIA DEL TAMAÑO DE LA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

Se han estudiado 5 posibles mallas, de menor a mayor tamaño de elemento para cada uno de los componentes del modelo, excepto para los carriles y las traviesas en los que se mantendrá el mismo tamaño para asegurar el ancho de vía y el nodo de aplicación de las cargas en el carril.

Mallado muy fino		
	Elemento	Tamaño (m)
Carril	Beam	0.15
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Hastiales y losas del marco	Shell	1,00-1,50
Balasto	Tetraedo	0,40
Cuña	Tetraedo	0.40-1.50 (1.0)
Terreno natural	Tetraedo	1,50
Mallado fino		
	Elemento	Tamaño (m)
Carril	Beam	0.15
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Hastiales y losas del marco	Shell	1,20-2,00
Balasto	Tetraedo	0,60
Cuña	Tetraedo	0.60-2.00 (1.20)
Terreno natural	Tetraedo	2,00
Mallado medio		
	Elemento	Tamaño (m)
Carril	Beam	0.15
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Hastiales y losas del marco	Shell	1,50-2,50
Balasto	Tetraedo	0,80
Cuña	Tetraedo	0.80-2.50 (1,50)
Terreno natural	Tetraedo	2,50
Mallado grande		
	Elemento	Tamaño (m)
Carril	Beam	0.15
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Hastiales y losas del marco	Shell	3,00-4,00
Balasto	Tetraedo	1,00
Cuña	Tetraedo	1.00-4.00 (3,00)
Terreno natural	Tetraedo	4,00
Mallado muy grande		
	Elemento	Tamaño (m)
Carril	Beam	0.15
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Hastiales y losas del marco	Shell	4,00-5,00
Balasto	Tetraedo	1,20
Cuña	Tetraedo	1,20-5,00 (4,00)
Terreno natural	Tetraedo	5,00

Tabla 7. Tamaños de malla.

Se tratará de observar a partir de qué malla las diferencias en desplazamientos y aceleraciones respecto a la malla muy fina (resultados más precisos) son admisibles, inferior al 10 %.

Los desplazamientos y aceleraciones máximas se han obtenido en tres puntos diferentes del modelo para el marco de 5 metros de luz, con el terreno tipo III en la plataforma ($E = 220$ MPa) y realizando un análisis modal usando 400 modos para los 410 casos de carga. Esos resultados llevarán consigo el error del número de modos considerado, pero no es importante, este error se comparte para todos los casos comparados, lo que nos interesa es la relación entre los resultados obtenidos para cada malla.

Los 3 puntos de donde se han obtenido los resultados son:

- Punto medio entre los carriles en la media luz de la losa superior del marco.
- Punto medio del extremo de la losa superior más cercano a la vía.
- Punto del carril exterior en la media luz del marco

4.1. Frente a los desplazamientos máximos

Desplazamientos máximos (mm)					
	Malla muy grande	Malla grande	Malla media	Malla fina	Malla muy fina
Punto medio entre los carriles en la media luz de la losa superior del marco	0,1530	0,3895	0,4118	0,4107	0,4354
Punto medio del extremo de la losa superior más cercano a la vía	0,1512	0,2118	0,2310	0,2170	0,2285
Punto del carril exterior en la media luz del marco	0,1895	0,3781	0,4723	0,5086	0,5105

Tabla 8. Desplazamientos máximos para cada tamaño de malla.

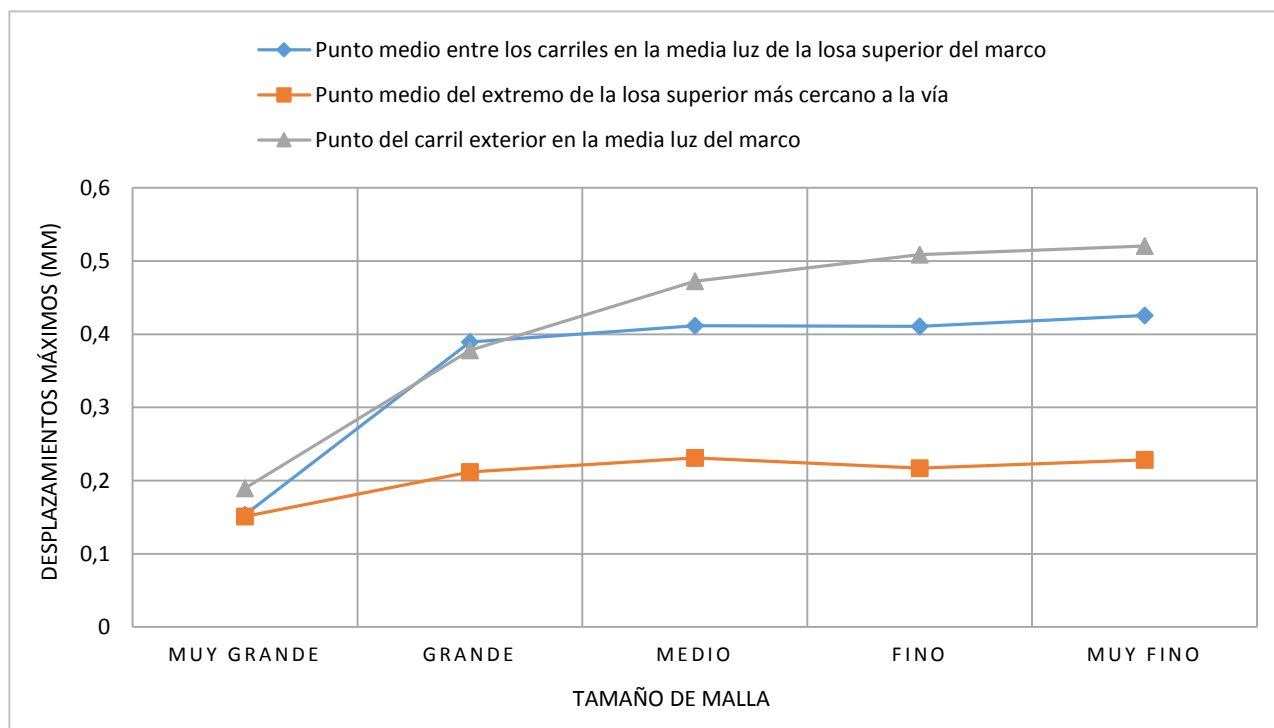


Figura 31. Convergencia del mallado para los desplazamientos máximos.

	Diferencia respecto a la malla muy fina (%)			
	Malla muy grande	Malla grande	Malla media	Malla fina
Punto medio entre los carriles en la media luz de la losa superior del marco	65%	11%	5%	3%
Punto medio del extremo de la losa superior más cercano a la vía	34%	7%	-1%	5%
Punto del carril exterior en la media luz del marco	63%	26%	7%	0%

Tabla 9. Porcentaje de semejanza de los resultados de desplazamientos máximos respecto a la malla muy fina.

4.2. Frente a las aceleraciones máximas

	Aceleraciones máximas (m/s ²)				
	Malla muy grande	Malla grande	Malla media	Malla fina	Malla muy fina
Punto medio entre los carriles en la media luz de la losa superior del marco	0,6119	3,4762	3,4643	3,2752	3,5088
Punto medio del extremo de la losa superior más cercano a la vía	0,6299	1,9425	2,1419	2,1617	2,3098
Punto del carril exterior en la media luz del marco	0,8534	3,5341	4,6514	4,7557	5,0512

Tabla 10. Aceleraciones máximas para cada malla.

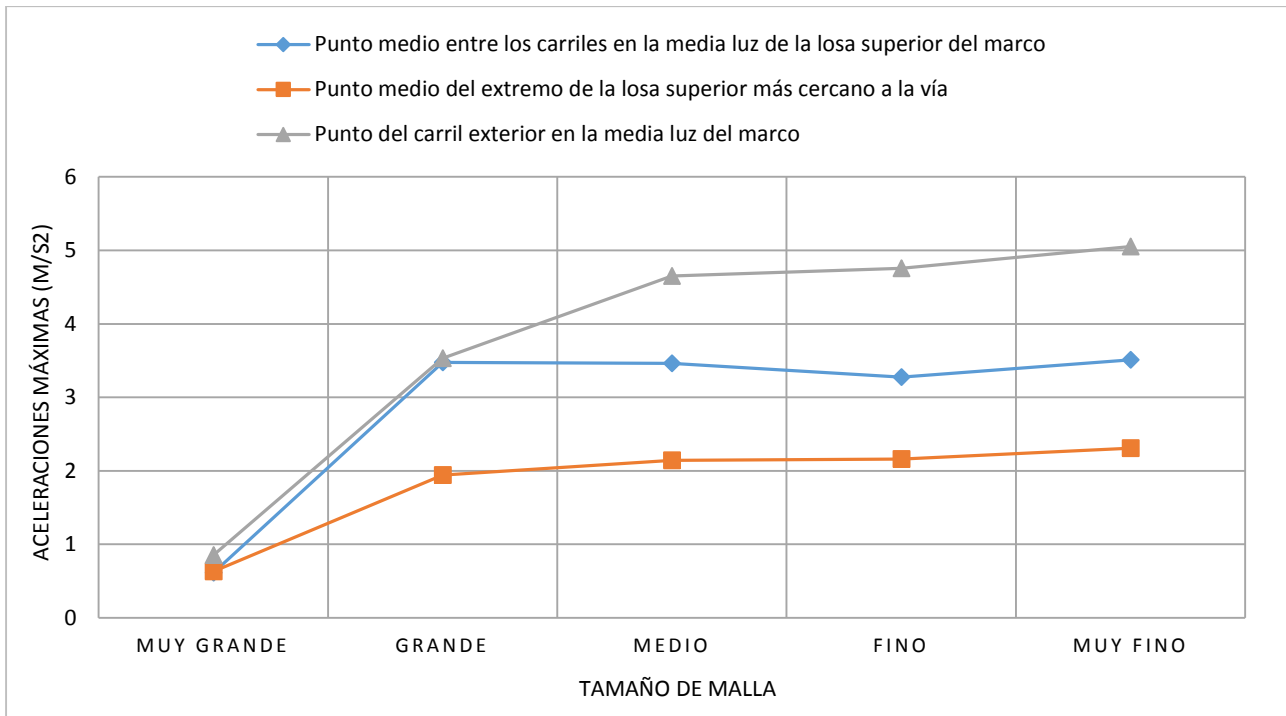


Figura 32. Convergencia del mallado para las aceleraciones máximas.

	Diferencia respecto a la malla muy fina (%)			
	Malla muy grande	Malla grande	Malla media	Malla fina
Punto medio entre los carriles en la media luz de la losa superior del marco	83%	1%	1%	7%
Punto medio del extremo de la losa superior más cercano a la vía	73%	16%	7%	6%
Punto del carril exterior en la media luz del marco	83%	30%	8%	6%

Tabla 11. Porcentaje de semejanza de los resultados de aceleraciones máximas respecto a la malla muy fina.

4.3. Conclusiones

Como se pueden observar la malla media difiere menos del 10 % de la malla muy fina en todos los puntos tanto para los desplazamientos como para las aceleraciones. Será definitivamente ésta la que se usará para los cálculos.

5. ANÁLISIS DE INFLUENCIA DEL N° DE MODOS A EMPLEAR EN EL ANÁLISIS MODAL

En el siguiente capítulo se trata de explicar la metodología seguida para saber cuántos modos será necesario emplear para conseguir que las gráficas oscilatorias de desplazamientos en la media luz del marco generadas en Sap2000 [14], a partir un análisis modal, nos permitan identificar el tren y la velocidad que provoquen la resonancia más desfavorable. Este será el papel principal que en este trabajo tendrá esta metodología de cálculo.

La herramienta de análisis utilizada ha sido Sap2000 [14]. Se ha usado el modelo de marco de 5x5 metros con un terreno natural inferior en la plataforma de tipo III ($E = 220$ MPa), con el tamaño de malla usado para los cálculos, el tamaño medio indicado en el capítulo 4.

Resolviendo dicho modelo para 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 y 800 modos se han obtenido unas gráficas que representan en abcisas las velocidades de paso de las distintas composiciones, y en ordenadas los descensos máximos estimados para el punto de estudio. Este será el punto 1, localizado en la losa superior en la media luz del marco entre los dos carriles de la vía cargada.

Observando dichas gráficas se observan las limitaciones del cálculo modal para un modelo como este con tantos elementos sólidos, cuya respuesta no se asocia con los modos de bajas frecuencias. Se contempla como los desplazamientos máximos, al aumentar el número de modos, van aumentando. Estos, cuando se emplean pocos modos (entre 100 y 300 modos), aumentan en mayor medida para bajas velocidades que para altas velocidades, lo cual es indicativo de que el comportamiento de la estructura va cambiando con el número de modos, no solo cuantitativamente sino también, cualitativamente. Las gráficas no mantienen la misma posición respecto de las demás con el aumento del número de modos.

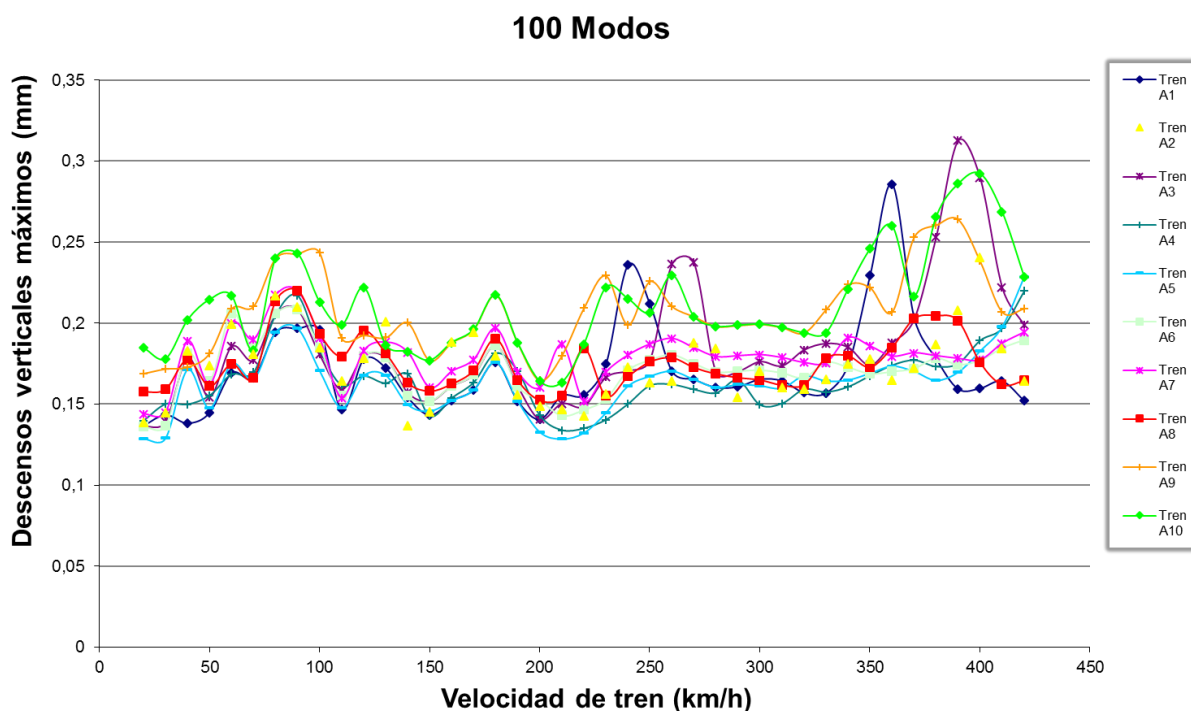


Figura 33. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 100 modos.

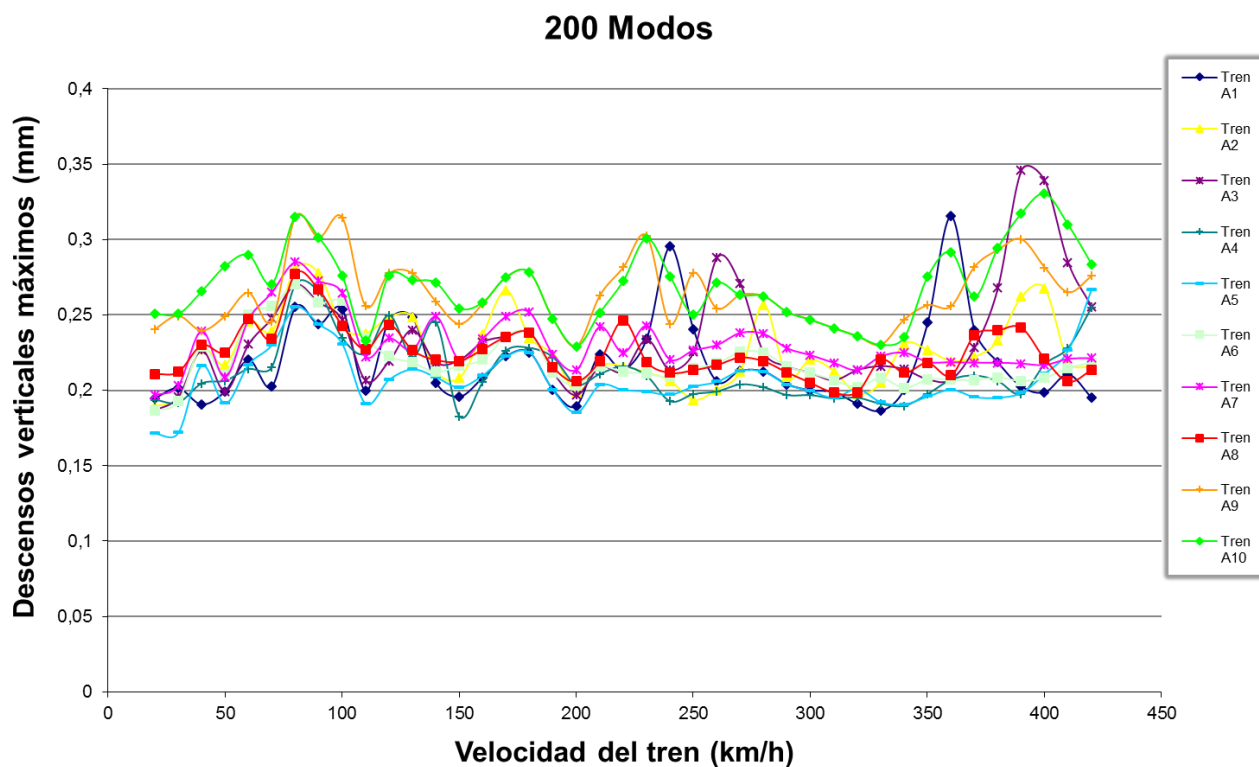


Figura 34. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 200 modos.

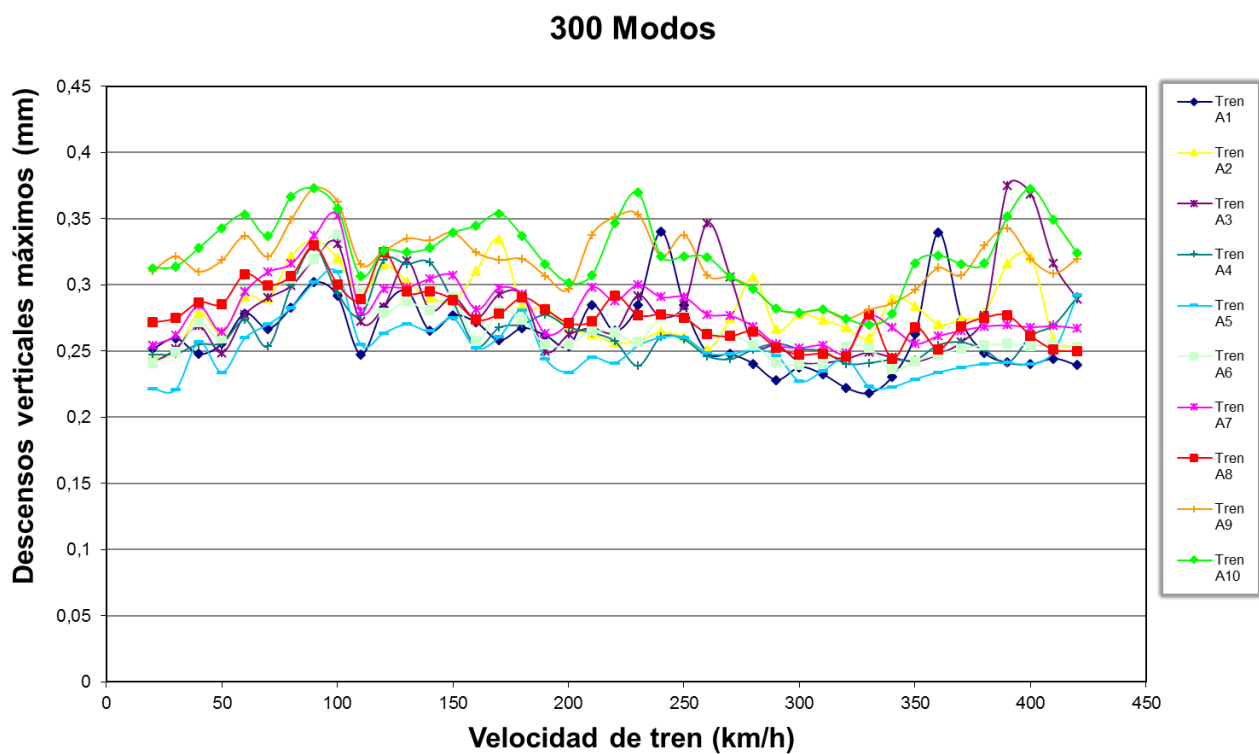


Figura 35. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 300 modos.

Sin embargo, a partir de los 400 modos, los desplazamientos máximos siguen aumentando, pero para todas las composiciones por igual, es decir, las gráficas van subiendo todas a la vez, sin cambiar su posición respecto de las demás. Esto hecho es lo que nos indica que hemos alcanzado el número de modos que nos va a permitir conocer cualitativamente cómo va a vibrar la estructura, es decir, nos va a permitir obtener unas gráficas oscilatorias muy semejantes a cómo serían si empleáramos tantos modos como grados de libertad, a pesar de que los desplazamientos cuantitativamente no sean correctos.

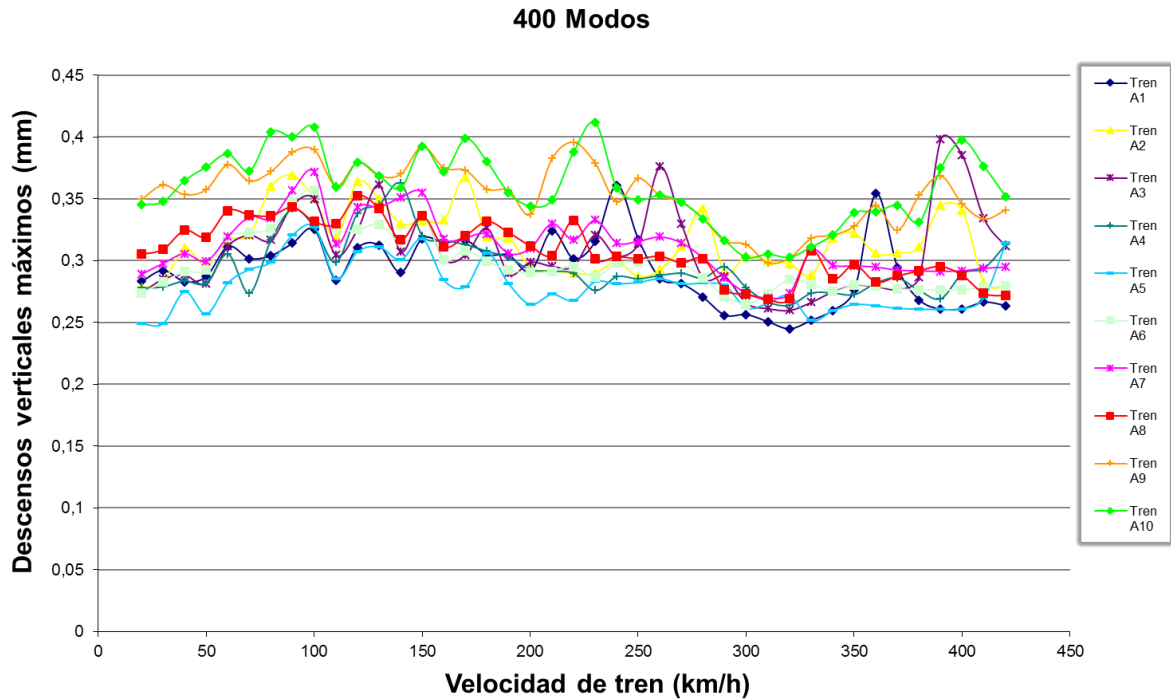


Figura 36. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 400 modos.

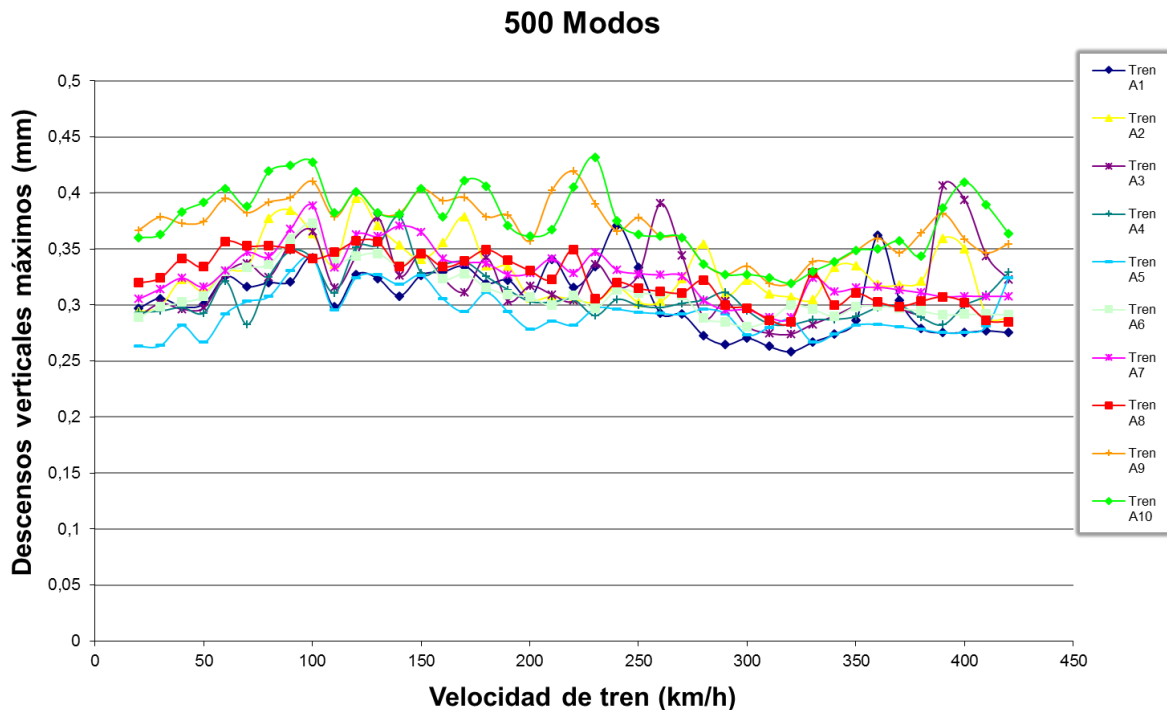


Figura 37. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 500 modos.

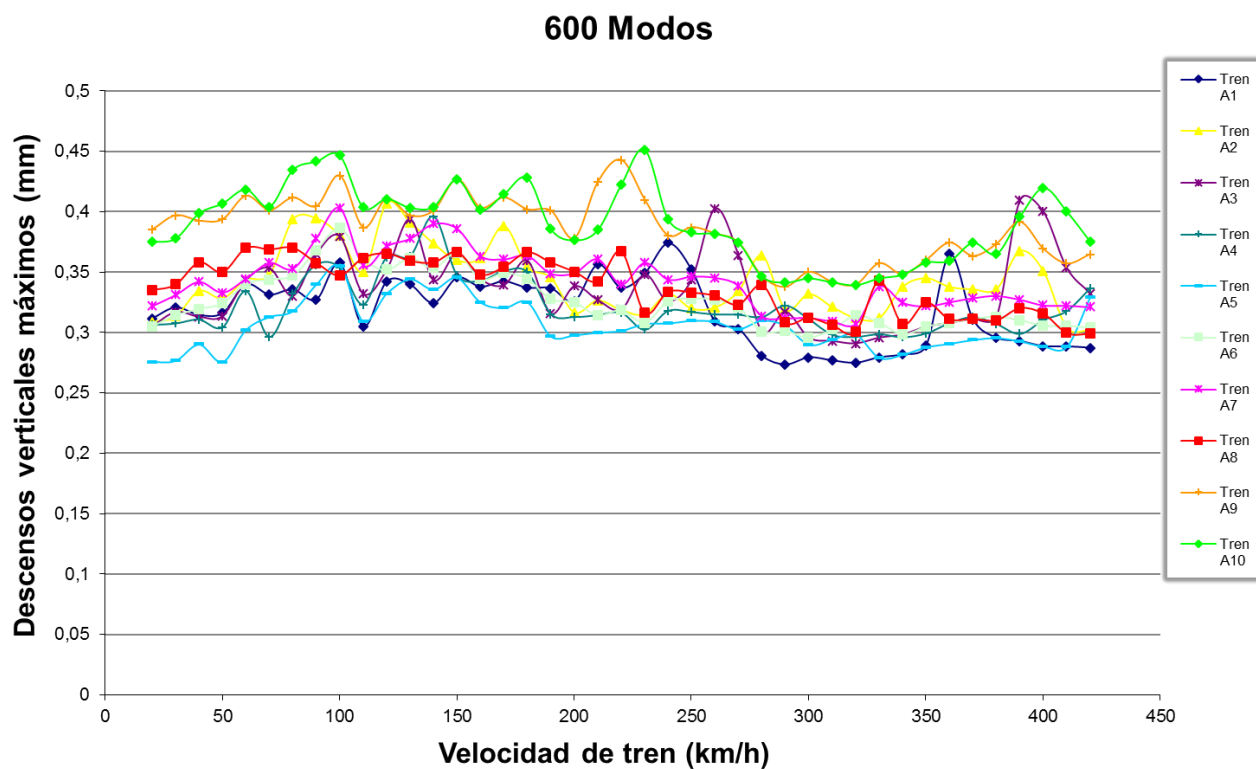


Figura 38. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 600 modos.

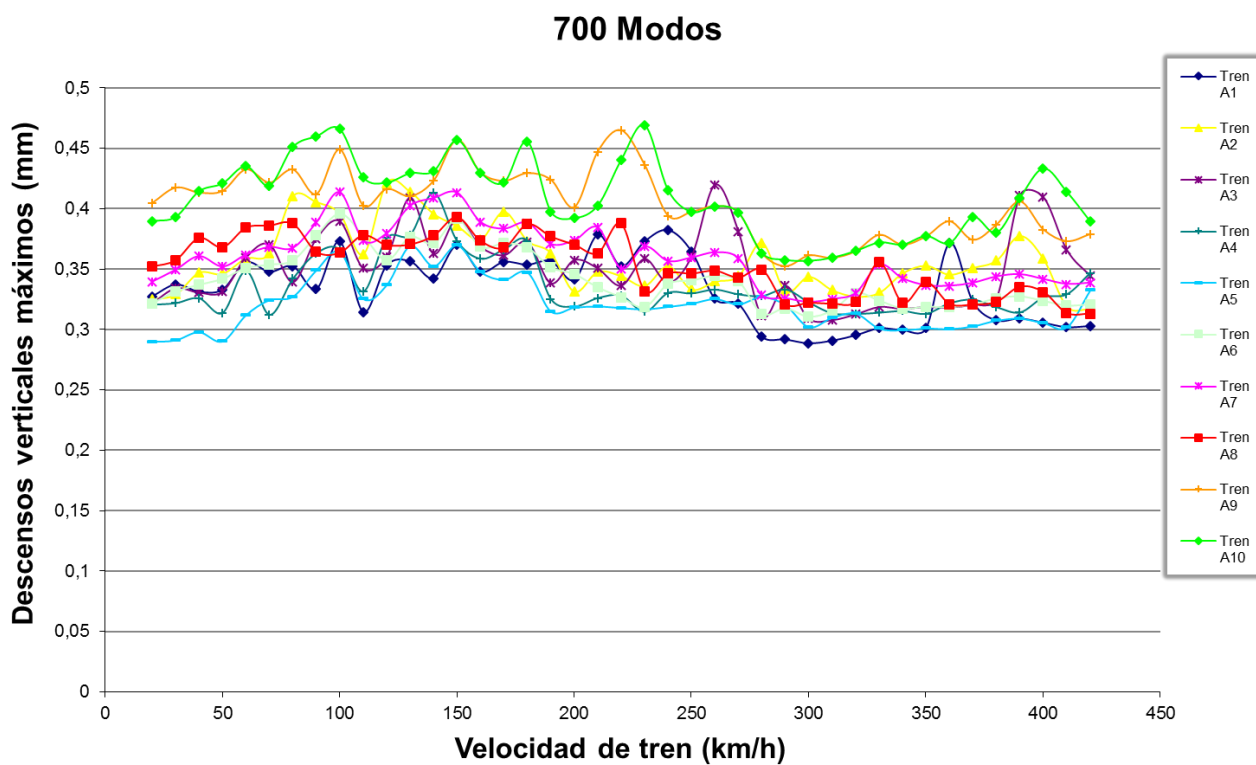


Figura 39. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 700 modos.

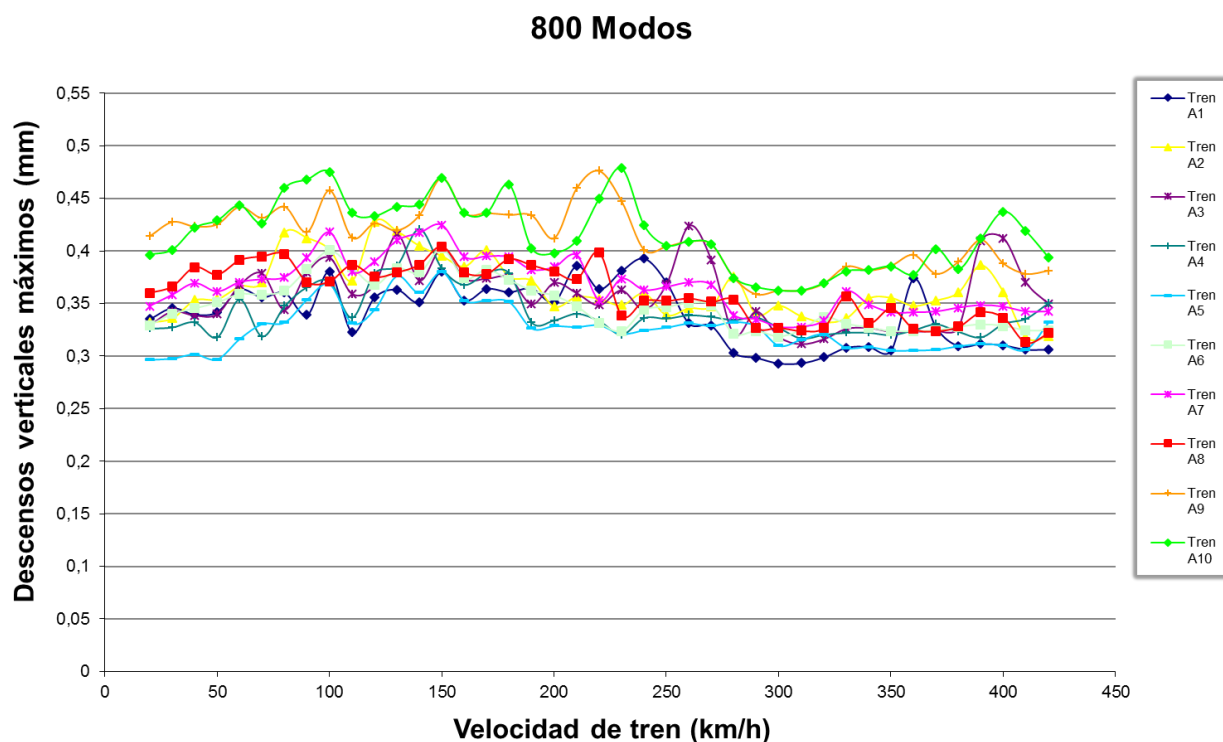


Figura 40. Descensos verticales máximos de la losa superior del marco con 800 modos.

Como se puede observar a partir de un número de modos entre 400-500, la forma de las gráficas no cambia, de forma que se usarán 500 modos en todos los cálculos en los que se emplee el análisis modal.

Así, a partir de estas mismas gráficas, pero observando los máximos ascensos, podremos identificar el tipo de tren de la familia HSLM-A y la velocidad (se explica con detalle en el capítulo 6) que provoque, en cada modelo, para cada tipo de terreno natural y para cada luz interior del marco, la resonancia más defavorable. Posteriormente a ese modelo, se le realizará un análisis mediante integración directa para obtener sus desplazamientos y aceleraciones con mayor precisión.

6. METODOLOGÍA DE OBTENCIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se va a describir con detalle el procedimiento empleado para obtener los resultados con la mayor precisión posible. Se realizará a través de un ejemplo, por analogía con los demás casos, analizando cada uno de los pasos para conseguir los objetivos marcados.

El modelo que se usará de ejemplo, tendrá las siguientes características:

- Marco de 5x5 metros.
- Terreno natural de la plataforma tipo III, con un módulo de Young de 220 MPa.

Los objetivos serán determinar con la mayor precisión posible:

- Coeficiente de impacto del marco.

Para esto se necesitará conocer el descenso máximo en el punto más crítico de la losa superior (punto 1, indicado en el capítulo 1) para el tipo de tren más desfavorable, a la velocidad más desfavorable y a 20 km/h.

- Aceleraciones máximas en la losa superior del marco (punto 1).
- Aceleraciones máximas en la capa de balasto (punto 2, indicado en el capítulo 1).

6.1. Análisis previo mediante el cálculo modal.

Este método se empleará para averiguar cuál de los 410 casos de carga (10 trenes a 41 velocidades diferentes de 20 a 420 km/h) es el más desfavorable. Se emplearán 500 modos de vibración, en base a lo visto en el capítulo 5. Se obtendrán los resultados en el punto 1, localizado en la media luz de la losa superior del marco entre los dos carriles. El tiempo de cálculo rondará las 3 horas por modelo.

Se entiende por más desfavorable, aquel caso que genere una gráfica desplazamiento – tiempo, para el punto en estudio, que se corresponda con un caso de resonancia, es decir, que se asemeje a la gráfica de la siguiente figura.

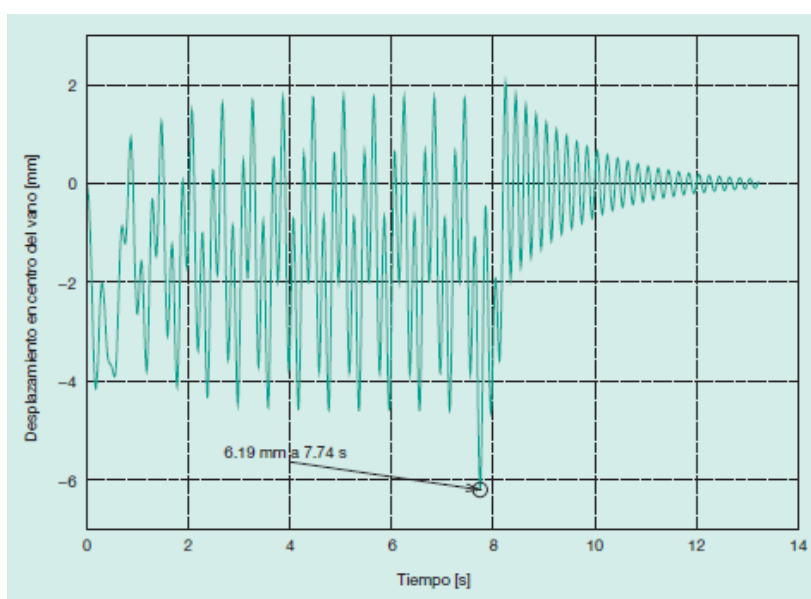


Figura 8. Gráfica B.9 IAPF-07 [1]

Es importante añadir que no se tomará como caso más desfavorable aquel que genere los descensos máximos en la losa superior del marco, sino aquel que más se acerque a una situación de resonancia. Hay que tener en cuenta que se está realizando un análisis modal, que no aporta resultados cuantitativamente correctos. Para obtener con precisión el valor de los desplazamientos habría que realizar un análisis mediante integración directa paso a paso, inviable para los 410 casos de carga, y es en ese caso, dónde adquiere especial relevancia el papel de la resonancia, ya que se amplifican los desplazamientos. Dicho de otra manera, a pesar de que empleando 500 modos de vibración en un análisis modal, el caso de carga que genera el máximo descenso es el más desfavorable, si se emplearan tantos modos como grados de libertad o bien se hiciera un análisis mediante integración directa, el caso más desfavorable pasaría a ser el resonante. Esto se debe al fenómeno de amplificación de la respuesta, la resonancia.

Una vez aclarado cuáles son los objetivos, el siguiente paso sería averiguar de qué manera obtener el caso de carga más desfavorable.

En un primer momento se optó por generar unas gráficas, mediante una hoja de cálculo, extrayendo los resultados de Sap2000 [14] usando una aplicación de Visual Basic, dónde se representa en abcisas las velocidades de paso de las distintas composiciones y en ordenadas los descensos máximos estimados para el punto de estudio. Sin embargo, los descensos máximos no necesariamente estaban relacionados con casos de resonancia, ya que, al emplear únicamente 500 modos de vibración, no entra en juego el papel de la resonancia, de amplificación de la respuesta. Como se comentó anteriormente, el comportamiento de la estructura al tener tantas regiones integradas por elementos sólidos en tres dimensiones, no está asociado a los modos de bajas frecuencias. Al no amplificarse la respuesta debido a la resonancia, los descensos máximos para todas las composiciones y velocidades son muy parecidos, siendo imposible destacar el caso resonante o más desfavorable.

A modo de ejemplo, se observa como el caso de carga que genera los máximos descensos es el tren A10 a 230 km/h.

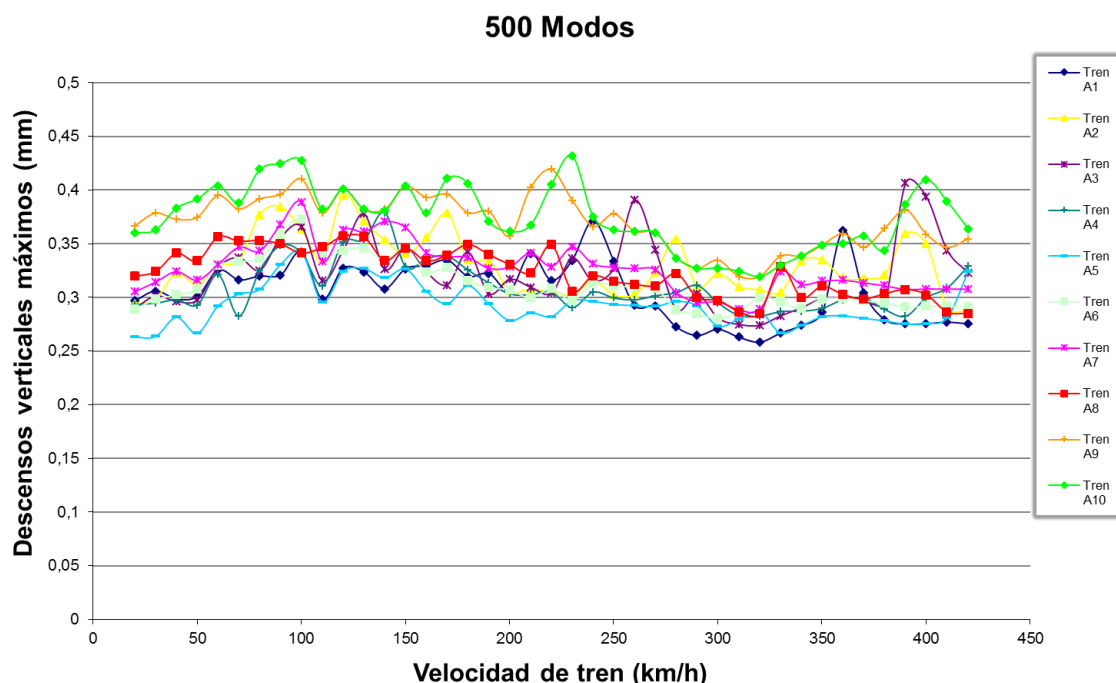


Figura 41. Descensos verticales máximos en la losa superior del marco. Análisis modal empleando 500 modos de vibración.

Sin embargo, si observamos la gráfica desplazamiento - tiempo generada, resulta que no se trata de un caso de resonancia.

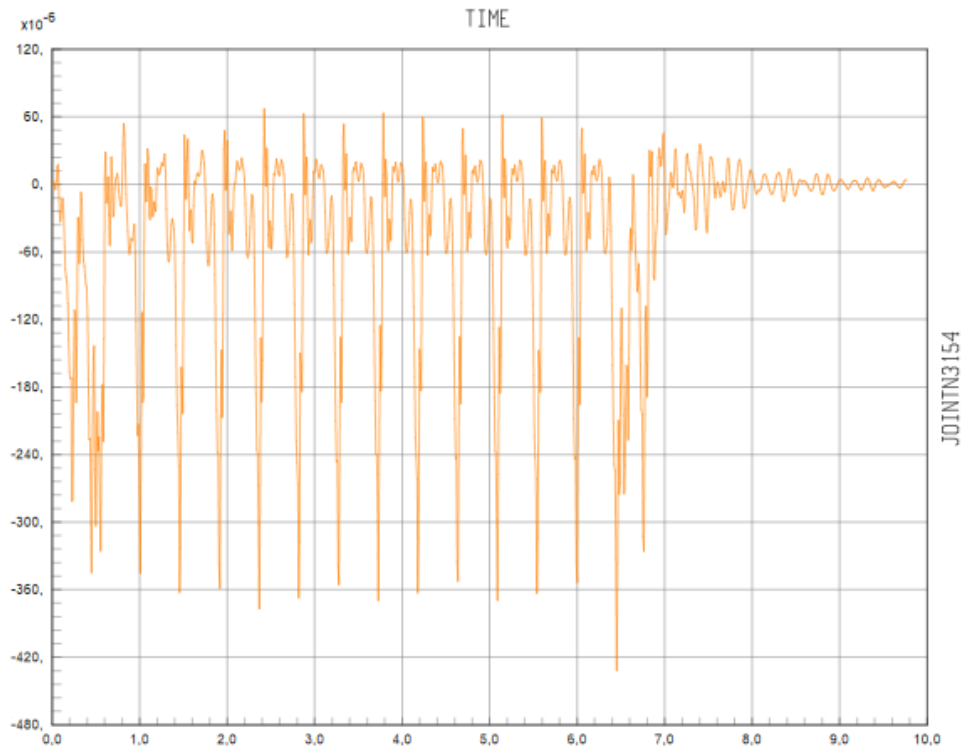


Figura 42. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 230 km/h.

Para solventar el problema, finalmente se optó por obtener las mismas gráficas anteriores, pero con los ascensos máximos del punto de la losa superior en estudio, en lugar de los descensos máximos. El sentido de lo anterior radica en que las gráficas características de desplazamiento – tiempo de la resonancia contienen desplazamientos positivos y negativos del mismo orden y, además, los desplazamientos hacia arriba se ven acentuados con respecto a los casos no resonantes. De esta manera, sí es más sencillo obtener los casos de carga que más se acerquen a la resonancia, ya que serán aquellos que destaquen en las gráficas de ascensos máximos generadas, para posteriormente elegir entre ellos el más desfavorable (el que genere el mayor descenso vertical).

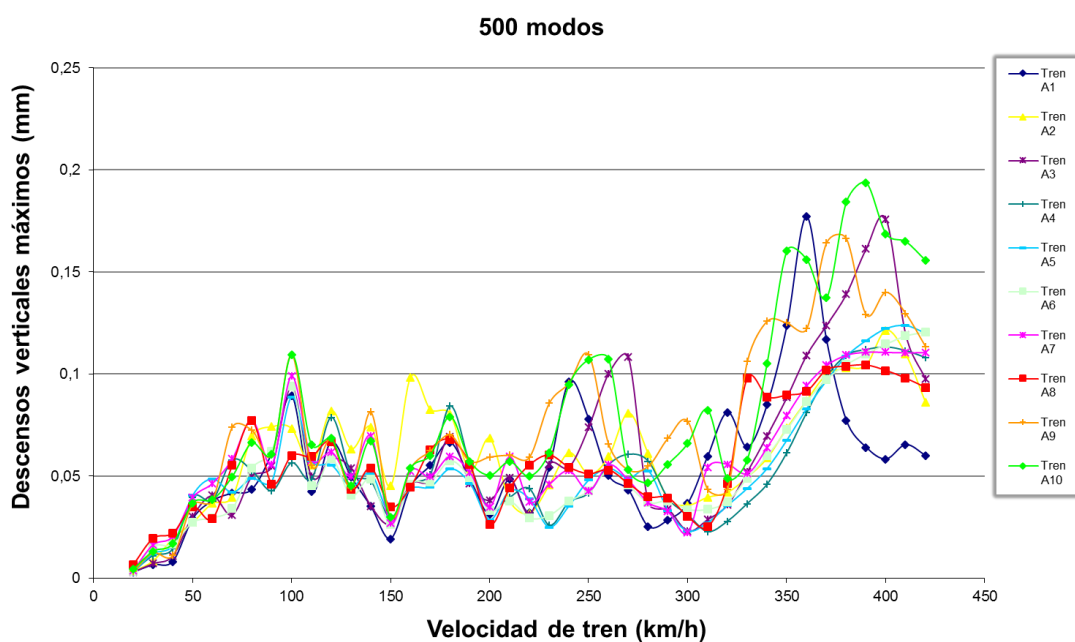


Figura 43. Ascensos verticales máximos en la losa superior del marco. Análisis modal empleando 500 modos de vibración.

Para el ejemplo analizado en este capítulo se obtendría la siguiente gráfica, en la que se pueden observar con facilidad los casos de carga que generan los máximos desplazamientos hacia arriba.

El siguiente paso será obtener las gráficas desplazamiento – tiempo, del punto en estudio, para los casos de carga que generen los máximos ascensos en la gráfica de la figura 6.3. El número de casos de carga para los cuales obtener estas gráficas de desplazamiento – tiempo, dependerá de cada caso. En un caso como el de el ejemplo que se presenta, al haber varios máximos cercanos entre sí, habría que coger al menos 4 casos de carga, pero si hubiera un máximo claramente diferenciado, con ese bastaría.

Centrándonos ahora en el ejemplo, observando la figura 6.3, habría que obtener las gráficas desp – tiempo en el punto en estudio de la losa superior para los siguientes casos de carga.

- Tren A10 a 390 km/h

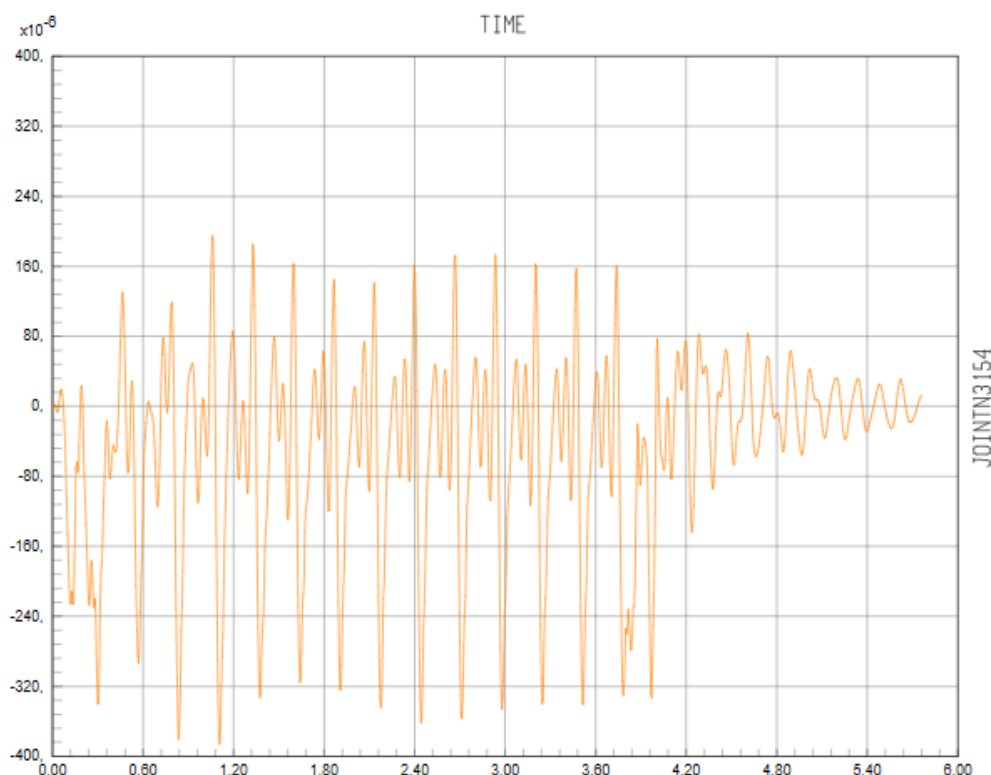


Figura 44. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 390 km/h.

$$\text{Max} = 0.1949 \text{ mm} \quad \text{Min} = -0.3863 \text{ m}$$

- Tren A10 a 380 km/h

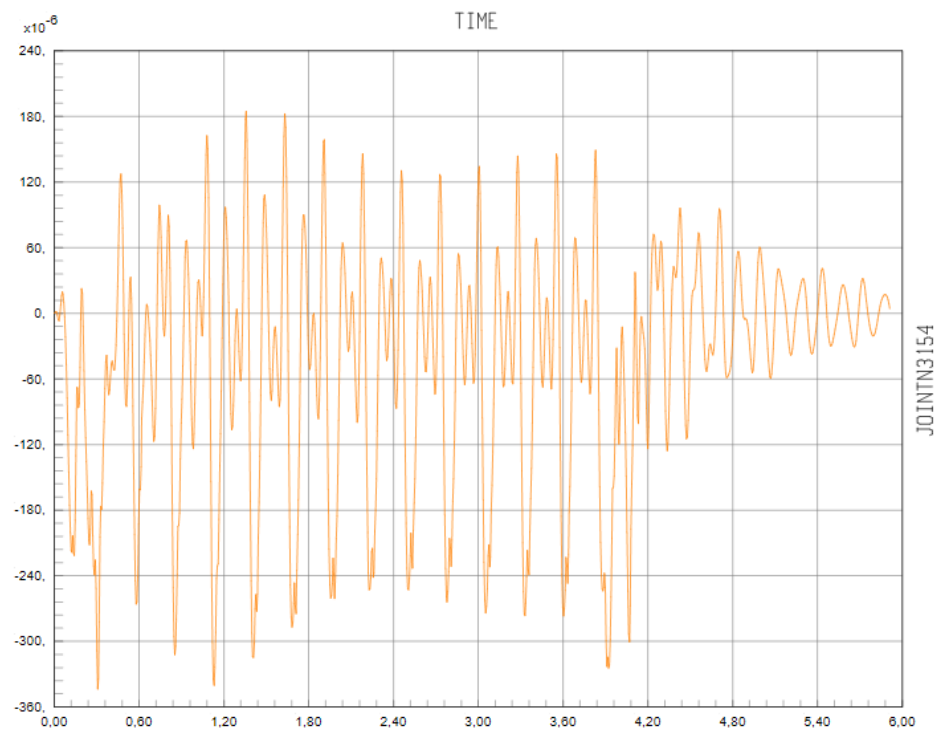


Figura 45. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A10 a 380 km/h.

Max = 0.1847 mm Min = - 0.3438 mm

- Tren A1 a 360 km/h

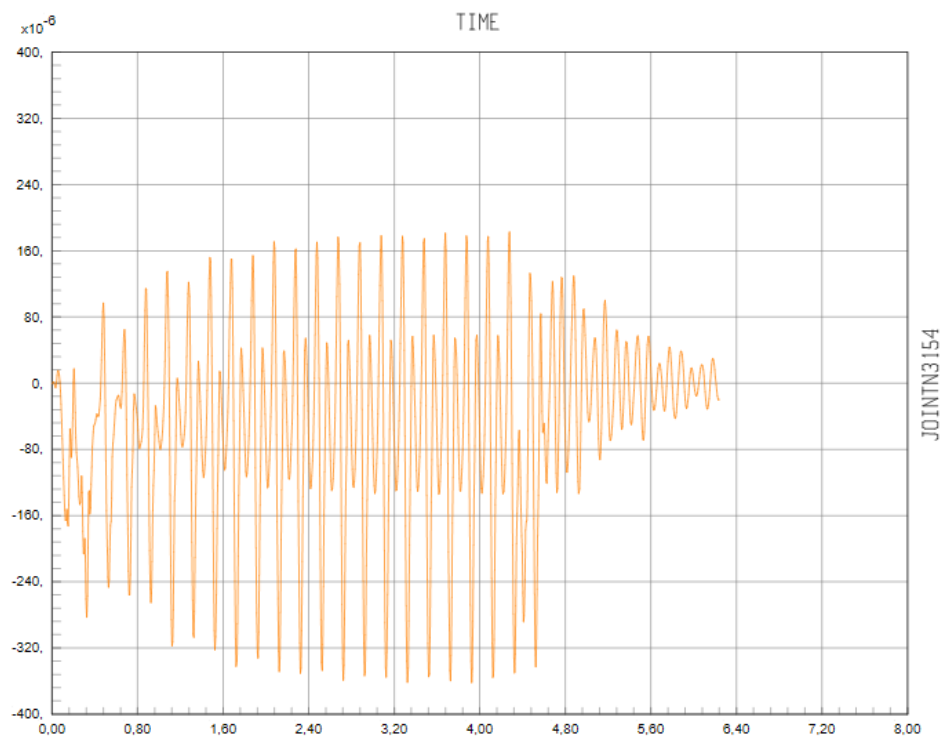


Figura 46. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A1 a 360 km/h.

Max = 0.1826 mm Min = - 0.3620 mm

- Tren A3 a 400 km/h

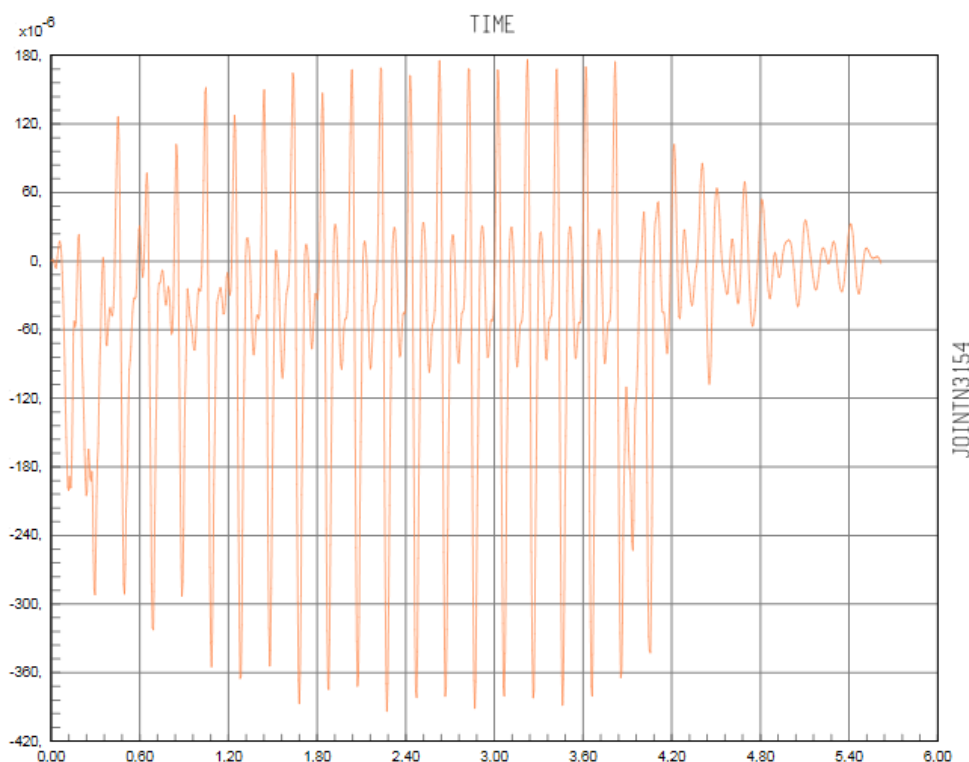


Figura 47. Desplazamientos verticales de la losa superior del marco en el tiempo de tránsito del tren A3 a 400 km/h.

$$\text{Max} = 0.1760 \text{ mm} \quad \text{Min} = -0.3938 \text{ mm}$$

Finalmente se elige como caso de carga más desfavorable, aquel que genere el máximo descenso vertical en la losa superior del marco. En el caso del ejemplo que se trata, sería el tren A3 a 400 km/h, cuya gráfica representada en la figura 6.7 se corresponde con la gráfica tipo de resonancia (figura 1.8).

Este procedimiento se repetirá para todos los modelos y será la principal utilidad que se le dará al análisis modal en el presente trabajo, obteniendo así, el caso de carga más defavorable (tipo de tren y velocidad del mismo) para cada luz interior del marco y tipo de terreno natural.

6.2. Análisis mediante integración directa (método de Newmark).

Se empleará este método para resolver cada modelo sometido únicamente a su caso de carga más desfavorable y así obtener los resultados con la precisión adecuada, en un tiempo de cálculo razonable (aproximadamente 8 horas por modelo).

Como se recoge en el libro de Zienkiewicz [27] la resolución de la ecuación (2.7) por el método de Newmark es incondicionalmente estable para los siguientes rangos de los parámetros de integración.

$$\beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma \right)^2, \quad \gamma \geq \frac{1}{2}, \quad \frac{1}{2} + \gamma + \beta > 0 \quad (2.19)$$

En este trabajo se han utilizado los siguientes valores de los parámetros anteriores:

$$\beta = 0.25 \quad \gamma = 0.5 \quad (2.20)$$

Respecto a la matriz de amortiguamiento, esta se obtendrá mediante el método de Rayleigh, a partir de las matrices de masa y amortiguamiento de la siguiente manera:

$$[C] = \alpha[K] + \beta[M] \quad (2.4)$$

Como se pretende que los coeficientes sean prácticamente uniformes, ajustamos su valor para las frecuencias correspondientes al primer y último modo obtenido con el análisis modal, es decir ajustamos su valor para los modos 1 y 500 de forma que los valores de α y β considerados, partiendo de valores de ξ_α y ξ_β propuestos en la bibliografía, ambos de valor 0.02, serán:

$$\alpha = 2\varepsilon_\alpha \frac{\omega_1 \omega_{500}}{\omega_1 + \omega_{500}} \quad (2.5)$$

$$\beta = 2\varepsilon_\beta \frac{1}{\omega_1 + \omega_{500}} \quad (2.6)$$

6.3. Error cuantitativo de resultados asociado al cálculo modal.

En el siguiente apartado se expone el error que se cometería en el coeficiente de impacto, empleando el cálculo modal con 500 modos de vibración, respecto del coeficiente de impacto empleando el método de integración directa paso a paso.

- Para el terreno natural tipo I (E = 3096 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos A.		Φ_{modal}	Desplazamientos A.		$\Phi_{\text{int.dir}}$	Error
			Modal (mm)			Directo (mm)			
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		
3	A1	370	0,2047	0,0888	0,4338	0,1695	0,2039	1,2029	-64%
4	A1	380	0,2145	0,0717	0,3343	0,1732	0,2032	1,1732	-72%
5	A1	380	0,2778	0,0840	0,3024	0,2832	0,2370	0,8369	-64%
6	A1	390	0,2775	0,1000	0,3604	0,2803	0,2602	0,9283	-61%
7	A10	380	0,3217	0,0877	0,2726	0,2683	0,2487	0,9269	-71%
8	A2	270	0,2835	0,1114	0,3929	0,2233	0,2873	1,2866	-69%
9	A3	410	0,1930	0,1797	0,9311	0,1724	0,3358	1,9478	-52%
10	A10	390	0,3296	0,1255	0,3808	0,3246	0,3579	1,1026	-65%
12	A6	390	0,1978	0,1058	0,5349	0,1938	0,3286	1,6956	-68%
15	A3	380	0,2104	0,1656	0,7871	0,2003	0,4086	2,0399	-61%
20	A7	340	0,2747	0,1399	0,5093	0,2790	0,2924	1,0480	-51%

Tabla 12. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo I (E = 3096 MPa).

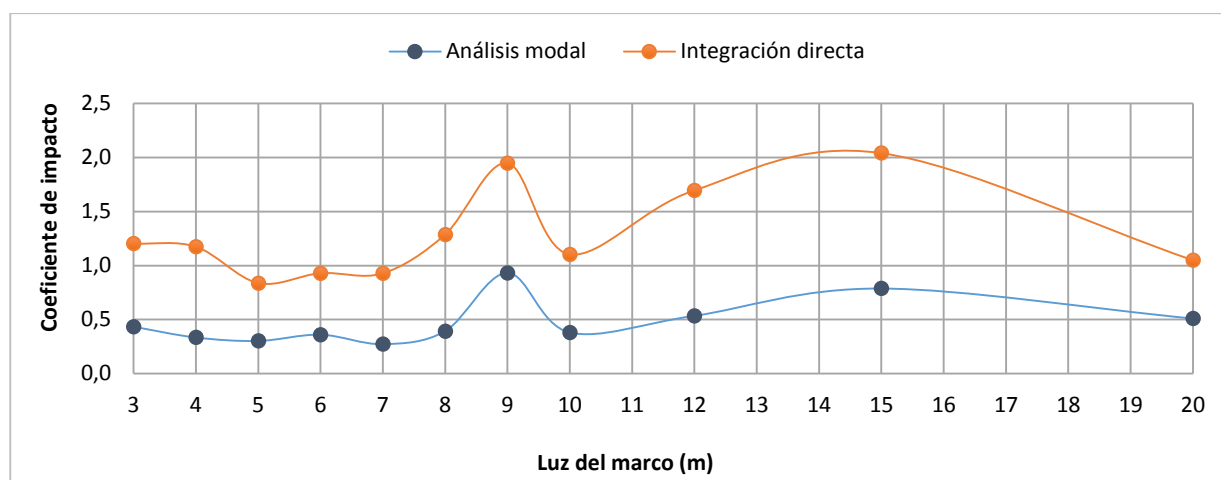


Figura 48. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo I.

- Para el terreno natural tipo II ($E = 881 \text{ MPa}$)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos A. Modal (mm)		Φ_{modal}	Desplazamientos A. Directo (mm)		$\Phi_{\text{int.dir}}$	Error
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		
3	A10	420	0,2530	0,1178	0,4656	0,2203	0,2871	1,3032	-64%
4	A9	420	0,2801	0,1199	0,4281	0,3005	0,2725	0,9068	-53%
5	A3	400	0,3292	0,3001	0,9116	0,2990	0,4121	1,3783	-34%
6	A10	340	0,3486	0,1071	0,3072	0,3514	0,3954	1,1252	-73%
7	A3	350	0,2739	0,1361	0,4969	0,2786	0,4359	1,5646	-68%
8	A3	360	0,2847	0,1952	0,6856	0,2386	0,4994	2,0930	-67%
9	A3	360	0,2065	0,1820	0,8814	0,2082	0,4259	2,0456	-57%
10	A3	360	0,2535	0,1417	0,5590	0,2334	0,3721	1,5943	-65%
12	A1	420	0,2007	0,3555	1,7713	0,1982	0,7370	3,7185	-52%
15	A3	360	0,2231	0,1705	0,7642	0,2133	0,4395	2,0605	-63%
20	A7	330	0,2865	0,0959	0,3347	0,2819	0,2974	1,0550	-68%

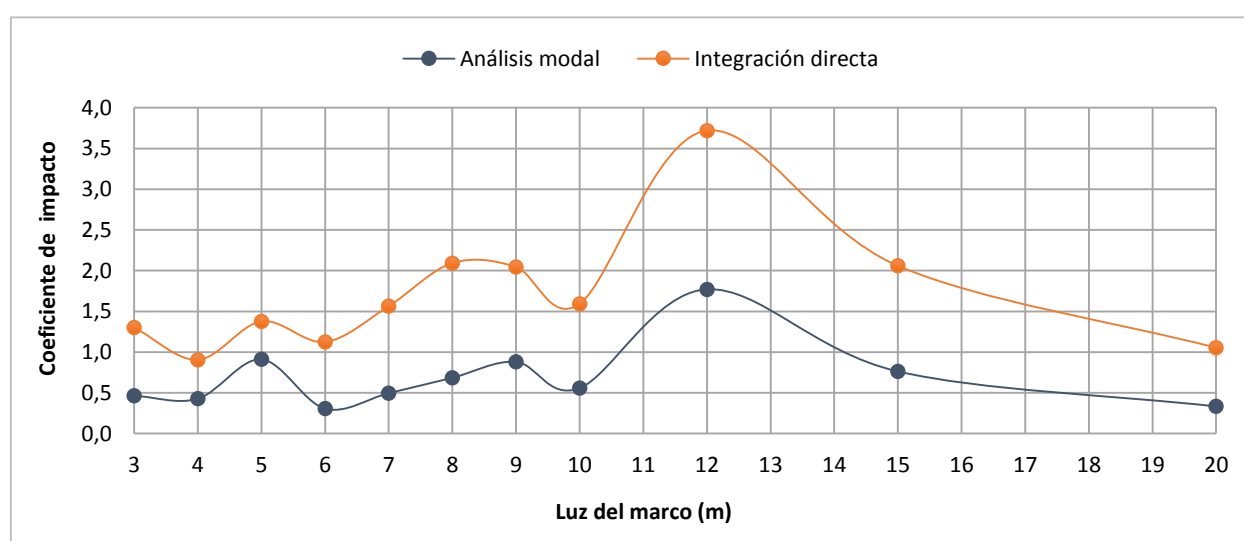
Tabla 13. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo I ($E = 881 \text{ MPa}$).

Figura 49. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo II.

- Para el terreno natural tipo III ($E = 220 \text{ MPa}$)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos A. Modal (mm)		Φ_{modal}	Desplazamientos A. Directo (mm)		$\Phi_{\text{int.dir}}$	Error
			Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		
3	A3	380	0,2206	0,2192	0,9937	0,2362	0,5368	2,2727	-56%
4	A3	390	0,2422	0,1950	0,8051	0,2821	0,4404	1,5611	-48%
5	A3	400	0,2895	0,1749	0,6041	0,3336	0,4507	1,3510	-55%
6	A3	400	0,2862	0,1844	0,6443	0,3280	0,5109	1,5576	-59%
7	A3	400	0,2719	0,1740	0,6399	0,3081	0,4765	1,5466	-59%
8	A3	410	0,2713	0,2488	0,9171	0,3071	0,5764	1,8769	-51%
9	A3	410	0,2248	0,2732	1,2153	0,2465	0,5185	2,1034	-42%
10	A1	380	0,2590	0,3148	1,2154	0,2739	0,5747	2,0982	-42%
12	A10	420	0,2793	0,2109	0,7551	0,2862	0,4582	1,6010	-53%
15	A9	400	0,2911	0,3454	1,1865	0,2943	0,6947	2,3605	-50%
20	A10	410	0,3475	0,3714	1,0688	0,3593	0,7331	2,0404	-48%

Tabla 14. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo III ($E = 220 \text{ MPa}$).

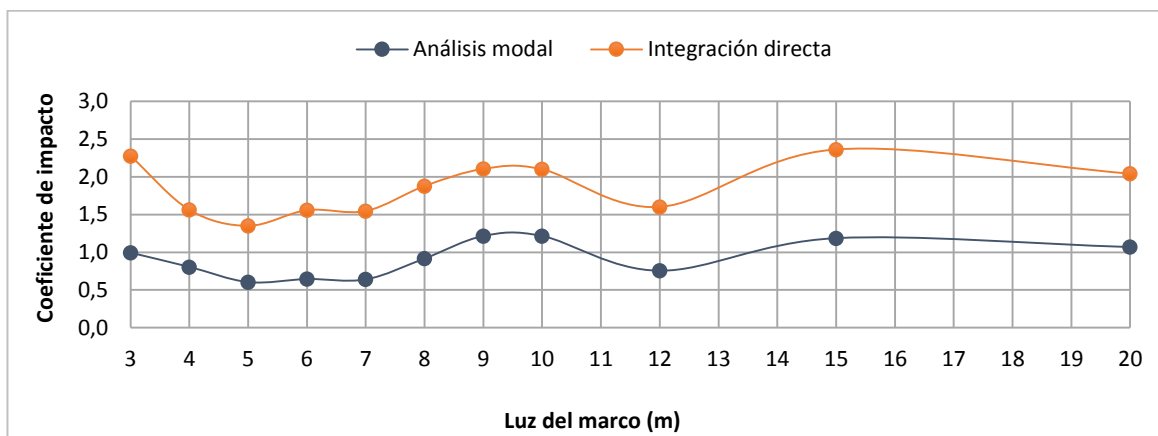


Figura 50. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo III.

- Para el terreno natural tipo IV ($E = 55 \text{ MPa}$)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos A. Modal (mm)		Φ_{modal}	Desplazamientos A. Directo (mm)		$\Phi_{\text{int.dir}}$	Error
			Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		
3	A1	290	0,2645	0,4382	1,6567	0,3502	0,7449	2,1271	-22%
4	A10	380	0,3371	0,2081	0,6173	0,4112	0,6040	1,4689	-58%
5	A10	350	0,3511	0,1604	0,4568	0,4468	0,8365	1,8722	-76%
6	A10	230	0,3456	0,3361	0,9725	0,4328	0,8161	1,8856	-48%
7	A1	330	0,2634	0,3408	1,2938	0,3852	0,6398	1,6610	-22%
8	A1	330	0,2931	0,3566	1,2166	0,3523	0,6659	1,8902	-36%
9	A1	340	0,2465	0,3392	1,3761	0,2802	0,6725	2,4001	-43%
10	A1	350	0,2896	0,3246	1,1209	0,3243	0,6853	2,1132	-47%
12	A7	400	0,2880	0,3683	1,2788	0,2990	0,6839	2,2873	-44%
15	A7	410	0,3038	0,4946	1,6280	0,3038	0,7625	2,5099	-35%
20	A9	240	0,4306	0,3567	0,8284	0,4317	0,9401	2,1777	-62%

Tabla 15. Comparativa A. Modal y A. Directo para el terreno natural tipo IV ($E = 55 \text{ MPa}$).

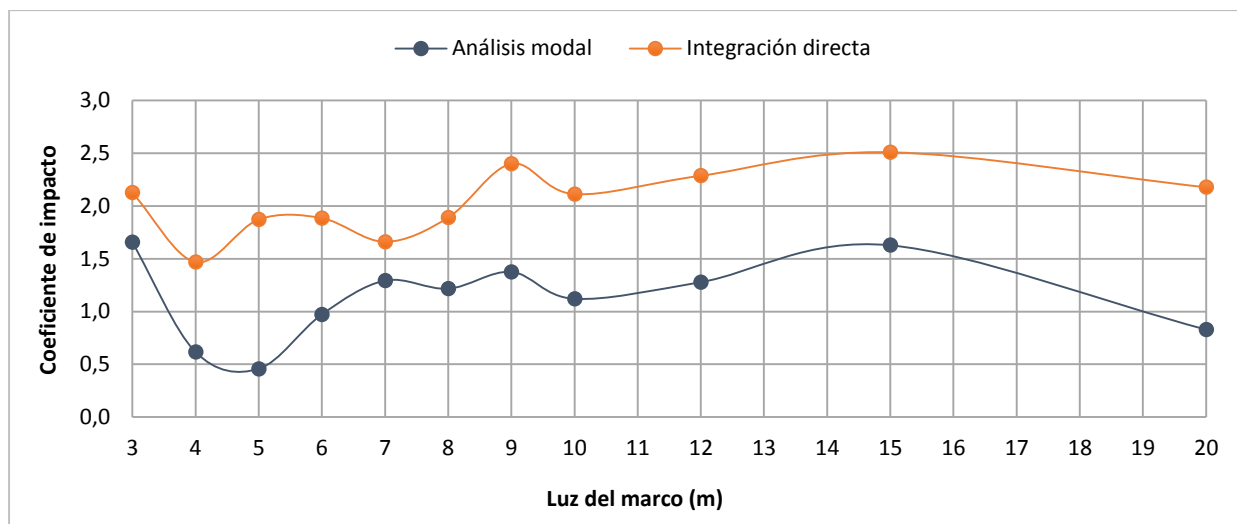


Figura 51. Coeficiente de impacto en función de la luz del marco y del cálculo empleado. Terreno tipo IV.

Debido a estos errores se ha tenido que abordar la resolución de los modelos mediante el método de integración directa y para que ello no conlleve un tiempo de cálculo excesivo, se ha empleado el análisis modal para obtener, previamente, el caso de carga más defavorable desde el punto de vista de la resonancia.

El error al usar el análisis modal con 500 modos de vibración como se puede observar, es considerablemente grande, del orden del 60 % más o menos para todos los casos, más del doble. A pesar de que no es un número bajo de modos, el error es tan grande debido a que este tipo de modelo con tantos elementos sólidos no tiene un comportamiento preferente para bajas frecuencias, de forma que para que el cálculo modal fuera preciso habría que optar por un número de modos de vibración muy elevado, lo cual traería consigo un tiempo de cálculo excesivo.

7. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

En este capítulo se va a detallar la influencia que tiene la luz interior del marco y el tipo de terreno inferior de la plataforma en:

- Coeficiente de impacto del marco.
- Aceleración en la losa superior del marco.
- Aceleración de la capa de balasto.

Todos los resultados se han obtenido realizando un análisis dinámico mediante integración directa, siguiendo el método de Newmark, usando la herramienta de cálculo Sap2000 [14].

Para los parámetros de Newmark se han usado los siguientes valores:

$$\beta = 0.25 \qquad \gamma = 0.5 \qquad (2.20)$$

Respecto a la matriz de amortiguamiento, esta se obtendrá mediante el método de Rayleigh, a partir de las matrices de masa y amortiguamiento de la siguiente manera:

$$[C] = \alpha[K] + \beta[M] \qquad (2.4)$$

Como se pretende que los coeficientes sean prácticamente uniformes, ajustamos su valor para las frecuencias correspondientes al primer y último modo obtenido con el análisis modal, es decir ajustamos su valor para los modos 1 y 500 de forma que los valores de α y β considerados, partiendo de valores de ξ_α y ξ_β propuestos en la bibliografía, ambos de valor 0.02, serán:

$$\alpha = 2\varepsilon_\alpha \frac{\omega_1 \omega_{500}}{\omega_1 + \omega_{500}} \qquad (2.5)$$

$$\beta = 2\varepsilon_\beta \frac{1}{\omega_1 + \omega_{500}} \qquad (2.6)$$

7.1. Influencia de la luz interior del marco.

TERRENO TIPO I (E = 3096 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		ϕ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A1	370	0,1695	0,2039	1,2029	1,3690	2,4648
4	A1	380	0,1732	0,2032	1,1732	0,9371	2,9317
5	A1	380	0,2832	0,2370	0,8369	0,8501	2,8043
6	A1	390	0,2803	0,2602	0,9283	0,7052	2,8940
7	A10	380	0,2683	0,2487	0,9269	0,8546	4,4383
8	A2	270	0,2233	0,2873	1,2866	0,5906	3,0795
9	A3	410	0,1724	0,3358	1,9478	0,4778	4,4312
10	A10	390	0,3246	0,3579	1,1026	0,9360	4,9327
12	A6	390	0,1938	0,3286	1,6956	0,2354	2,4608
15	A3	380	0,2003	0,4086	2,0399	0,0983	2,7258
20	A7	340	0,2790	0,2924	1,0480	0,0385	2,7421

Tabla 16. Resultados terreno tipo I.

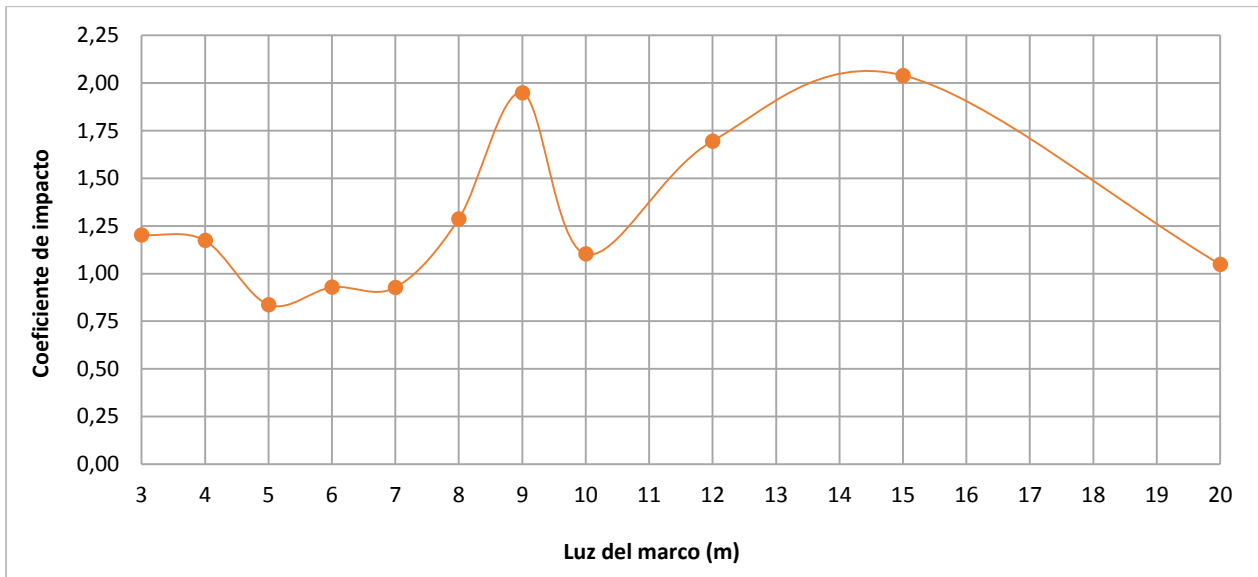


Figura 52. Relación luz – Coeficiente de impacto (terreno natural tipo I).

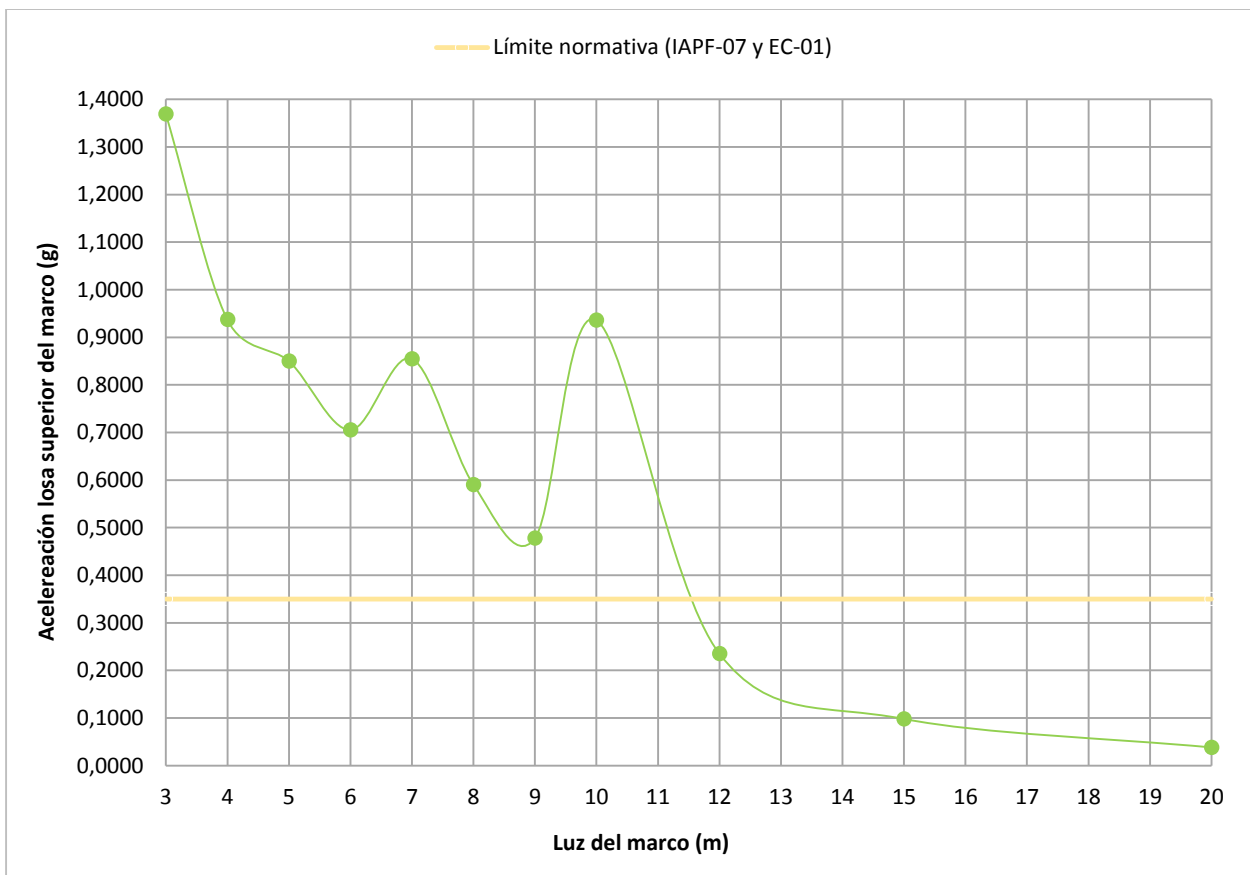


Figura 53. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo I).

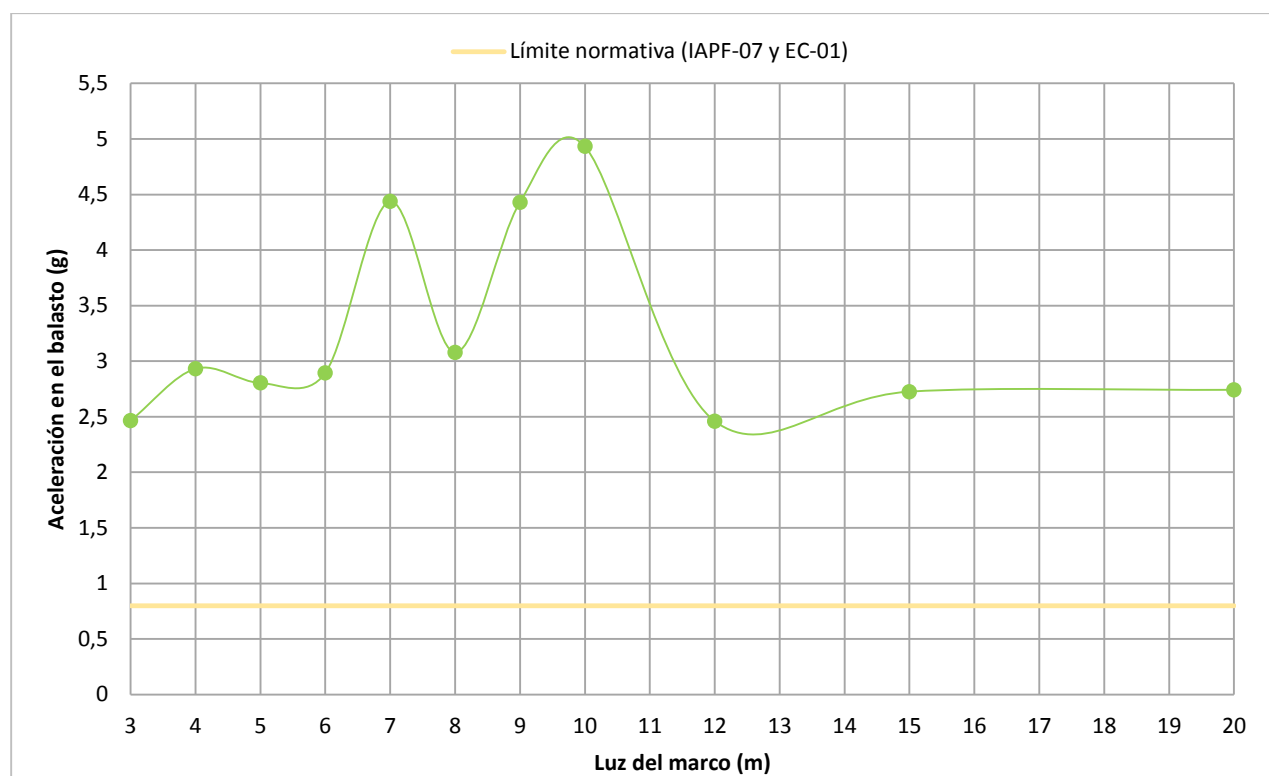


Figura 54. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo I).

Como resumen se detallan los valores máximos y las luces con las que se producen.

	Valores máximos	Luz (m)
Coefficiente de impacto (Φ)	2,0399	15
Acel. Losa superior marco (g)	1,3690	3
Acel. Balasto (g)	4,9327	10

Tabla 17. Valores máximos para terreno natural tipo I.

La evolución del coeficiente de impacto es irregular, aumentando su valor para determinadas luces de manera acusada, del orden de un 70 % respecto de los valores para luces menores. Esto pasa para los marcos de 9, 12 y 15 metros de luz. Para luces de 5, 6 y 7 metros el coeficiente de impacto está por debajo de 1, es decir es más desfavorable el caso cuasiestático que el dinámico.

También se observa cómo las aceleraciones en la losa superior del marco superan el límite establecido por la normativa IAPF-07 [1] para la seguridad del tráfico, excepto para las luces de mayor tamaño; 12, 15 y 20 metros. Estas aceleraciones se hacen más pequeñas conforme aumenta la luz interior del marco, salvo para las luces de 7 y 10 metros en las que se produce un salto en las mismas del orden de un 25%, respecto del valor anterior.

Respecto a las aceleraciones en la capa de balasto, se puede observar como en todos los casos se supera el límite establecido de 0,8g por el EC-01 [2], para la seguridad respecto de la licuefacción del balasto. Estas aceleraciones están todas en el rango entre 2g y 3g, excepto para luces de 7, 9 y 10 metros dónde alcanzan valores muy parecidos para los 3 casos, entre 4,5g y 5g.

TERRENO TIPO II (E = 881 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A10	420	0,2203	0,2871	1,3032	0,1062	3,8899
4	A9	420	0,3005	0,2725	0,9068	0,8470	4,0449
5	A3	400	0,2990	0,4121	1,3783	0,6128	4,5158
6	A10	340	0,3514	0,3954	1,1252	1,0326	2,8940
7	A3	350	0,2786	0,4359	1,5646	0,8156	2,9623
8	A3	360	0,2386	0,4994	2,0930	0,7949	4,4047
9	A3	360	0,2082	0,4259	2,0456	0,5267	4,5025
10	A3	360	0,2334	0,3721	1,5943	0,6819	4,5423
12	A1	420	0,1982	0,7370	3,7185	0,4369	2,5566
15	A3	360	0,2133	0,4395	2,0605	0,0963	2,6555
20	A7	330	0,2819	0,2974	1,0550	0,0299	2,4495

Tabla 18. Resultados terreno tipo II.

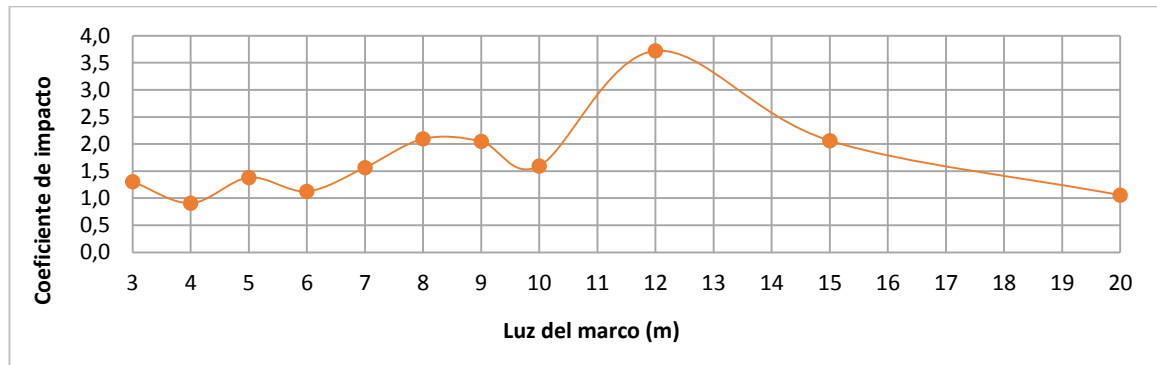


Figura 55. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo II).

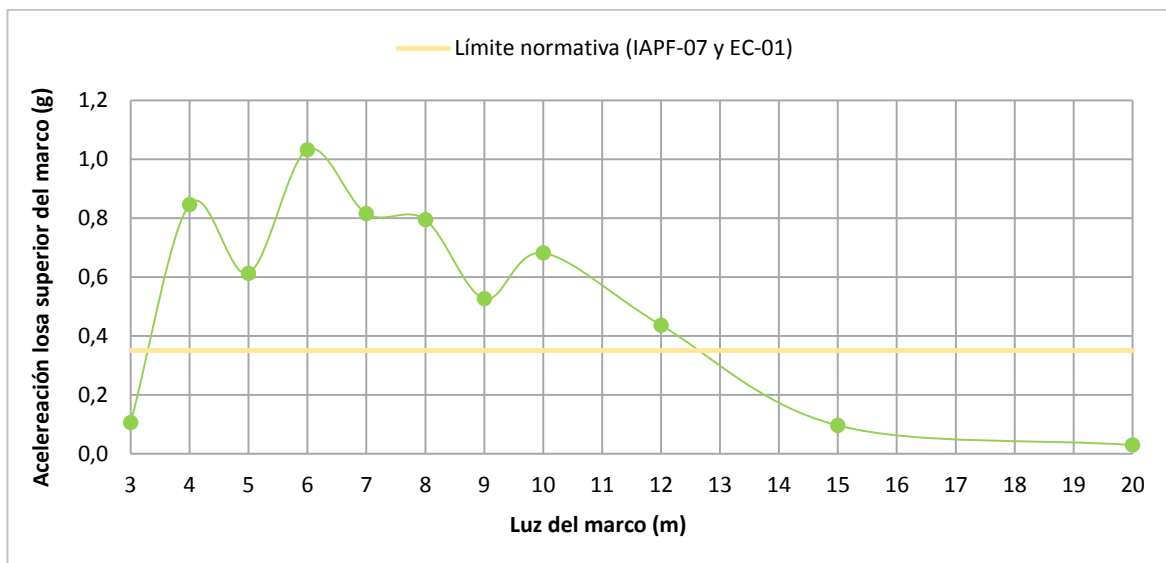


Figura 56. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo II).

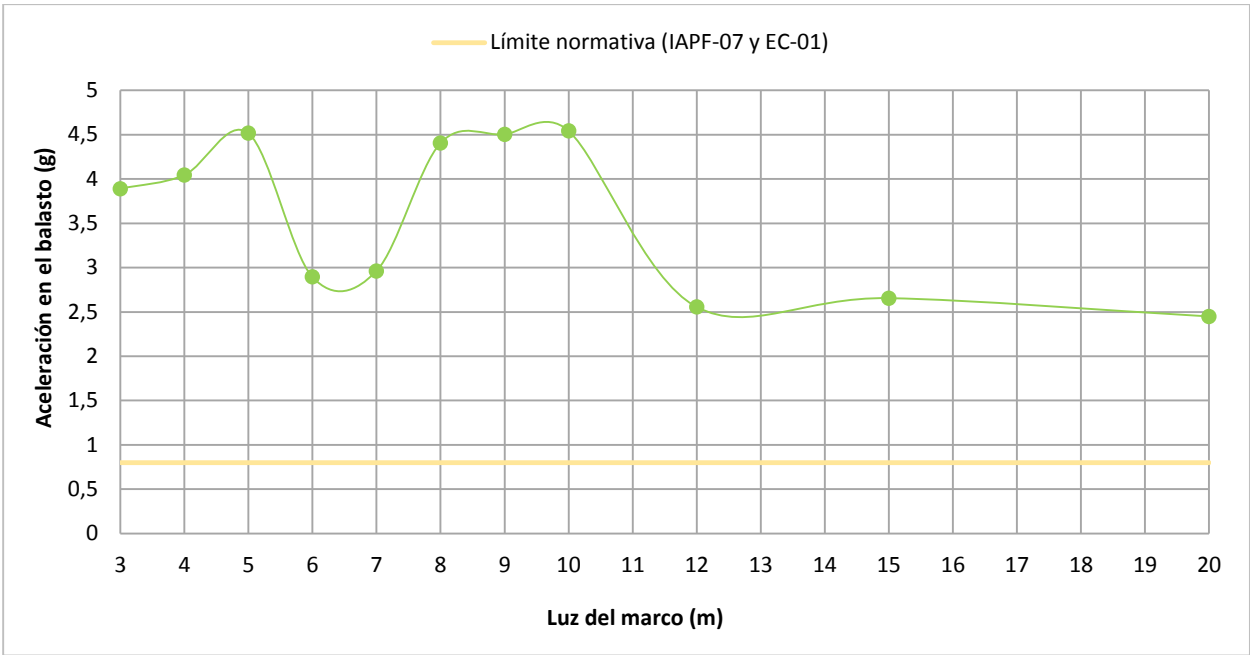


Figura 57. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo II).

Como resumen se detallan los valores máximos y las luces con las que se producen.

	Valores máximos	Luz (m)
Coefficiente de impacto (Φ)	3,7185	12
Acel. Losa superior marco (g)	1,0326	6
Acel. Balasto (g)	4,5423	10

Tabla 19. Valores máximos para terreno natural tipo II.

La evolución del coeficiente de impacto es primero ascendente, alcanzando un pico para 12 metros de luz con una diferencia respecto a la luz anterior de más del doble. A partir de los 12 metros de luz el coeficiente de impacto va disminuyendo progresivamente a la mitad para luces de 15 y 20 metros.

Además, se observa cómo las aceleraciones en la losa superior del marco superan el límite establecido por la normativa IAPF-07 [1] para la seguridad del tráfico, excepto para las luces de; 3, 15 y 20 metros. Estas aceleraciones sufren un ascenso entre luces de 4 y 6 metros, descendiendo sus valores progresivamente a partir de los 6 metros, hasta los 20 metros.

Respecto a las aceleraciones en la capa de balasto, se puede observar como en todos los casos se supera el límite establecido de 0,8g por el EC-01 [2], para la seguridad respecto de la licuefacción del balasto. Estas aceleraciones están todas en el rango entre 2,5g y 3g, excepto para luces de 3, 4, 5, 8, 9 y 10 metros dónde alcanzan valores muy parecidos para los 3 casos, entre 4g y 4,5g.

TERRENO TIPO III (E = 220 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A3	380	0,2362	0,5368	2,2727	1,1998	2,9470
4	A3	390	0,2821	0,4404	1,5611	0,8966	2,8736
5	A3	400	0,3336	0,4507	1,3510	0,8121	5,1651
6	A3	400	0,3280	0,5109	1,5576	0,7551	5,1957
7	A3	400	0,3081	0,4765	1,5466	0,5460	5,1947
8	A3	410	0,3071	0,5764	1,8769	0,4990	3,3405
9	A3	410	0,2465	0,5185	2,1034	0,3880	3,9480
10	A1	380	0,2739	0,5747	2,0982	0,7577	3,9154
12	A10	420	0,2862	0,4582	1,6010	0,2471	2,9918
15	A9	400	0,2943	0,6947	2,3605	0,1414	2,8583
20	A10	410	0,3593	0,7331	2,0404	0,1251	3,0775

Tabla 20. Resultados terreno tipo III.

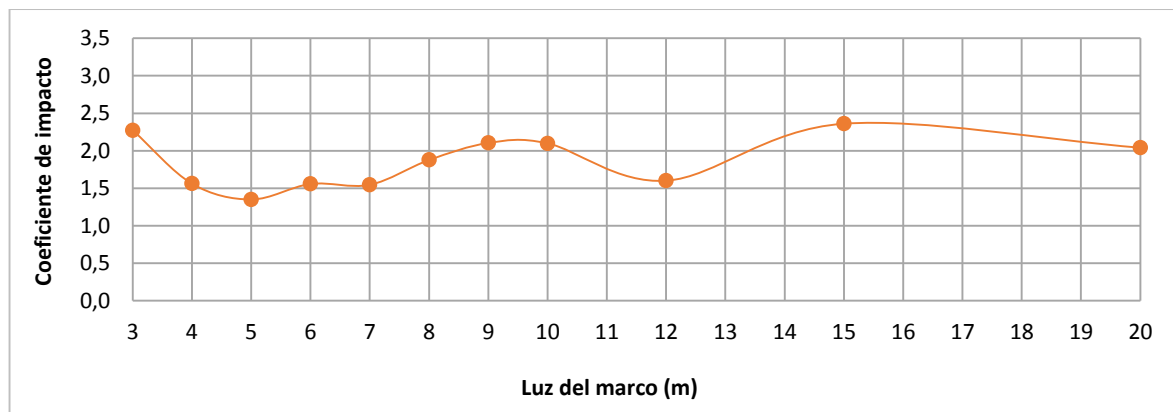


Figura 58. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo III).

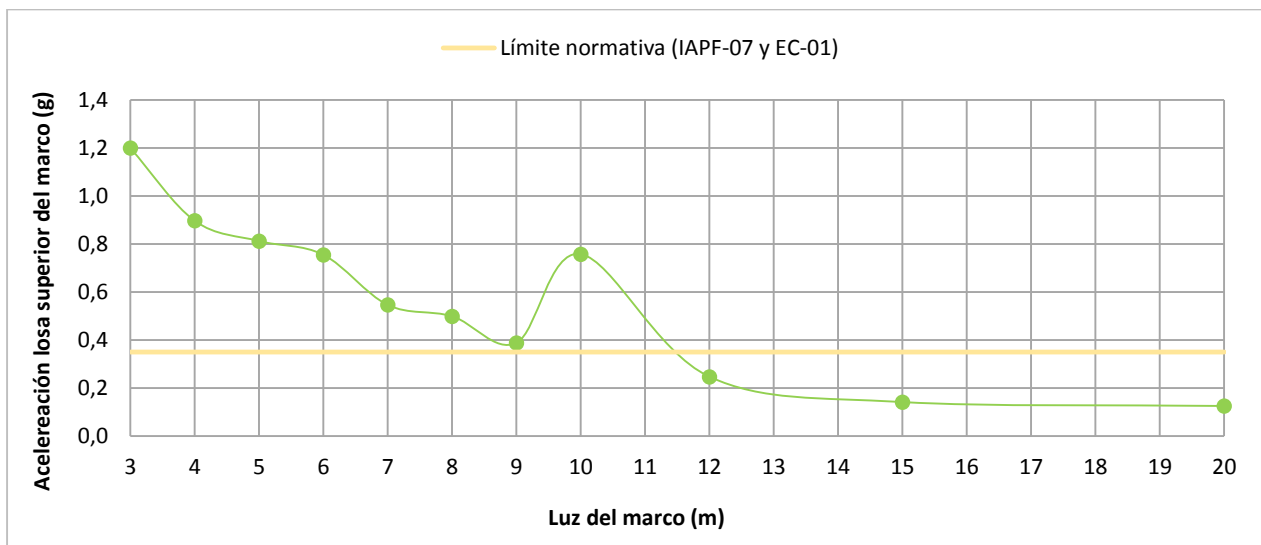


Figura 59. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo III).

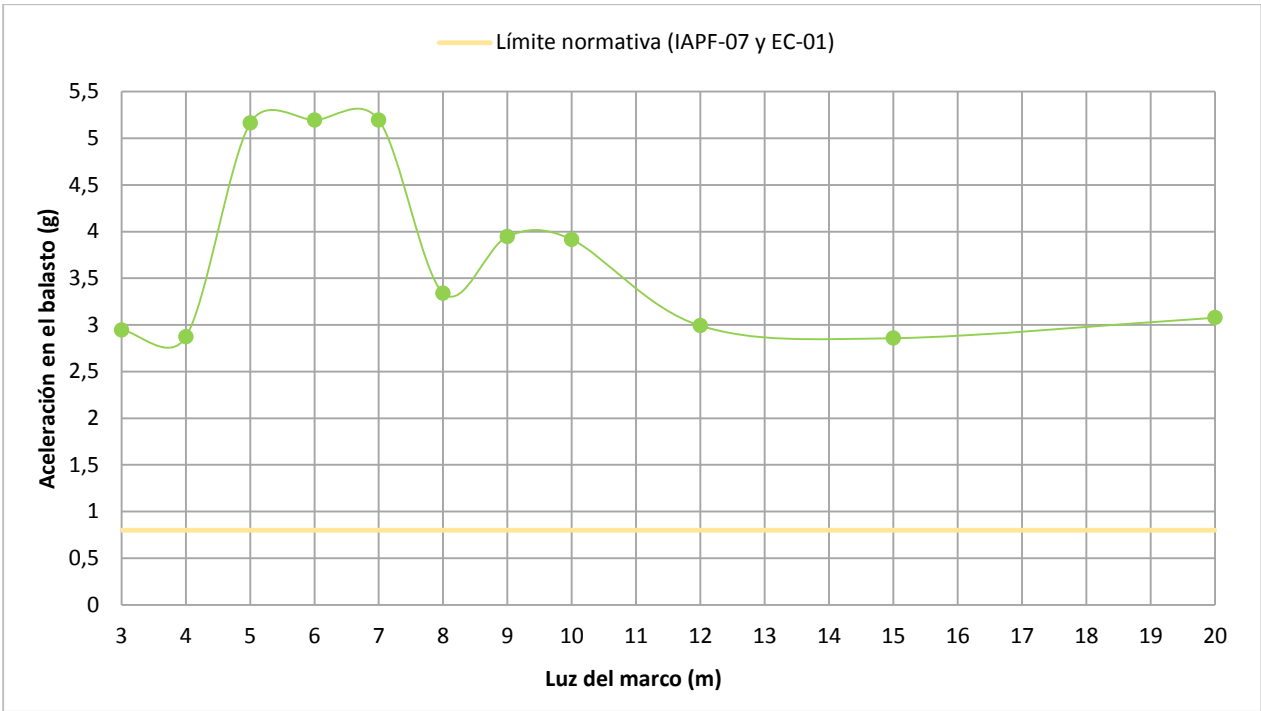


Figura 60. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo III).

Como resumen se detallan los valores máximos y las luces con las que se producen.

	Valores máximos	Luz (m)
Coefficiente de impacto (Φ)	2,3605	15
Acel. Losa superior marco (g)	1,1998	3
Acel. Balasto (g)	5,1957	6

Tabla 21. Valores máximos para terreno natural tipo III.

El coeficiente de impacto varía de manera bastante más suave que en los casos de terreno tipo I o terreno tipo II, no existiendo picos tan acuciados.

Además, se observa cómo las aceleraciones en la losa superior del marco superan el límite establecido por la normativa IAPF-07 [1] para la seguridad del tráfico, excepto para las luces de 12, 15 y 20 metros. Estas aceleraciones se hacen más pequeñas conforme aumenta la luz interior del marco, salvo para el caso de 10 metros de luz, dónde se produce un aumento de las aceleraciones del orden de un 50% respecto del valor anterior.

Respecto a las aceleraciones en la capa de balasto, se puede observar como en todos los casos se supera el límite establecido de 0.8g por el EC-01 [2], para la seguridad respecto de la licuefacción del balasto. Estas aceleraciones están todas en el rango entre 2,5g y 4g, excepto para luces de 5, 6 y 7 metros dónde alcanzan valores muy parecidos para los 3 casos, alrededor de 5,2g.

TERRENO TIPO IV (E = 55 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A1	290	0,3502	0,7449	2,1271	0,8391	1,9786
4	A10	380	0,4112	0,6040	1,4689	0,8613	2,9011
5	A10	350	0,4468	0,8365	1,8722	0,6737	2,0010
6	A10	230	0,4328	0,8161	1,8856	0,6963	2,0459
7	A1	330	0,3852	0,6398	1,6610	0,5356	2,1876
8	A1	330	0,3523	0,6659	1,8902	0,4596	2,0979
9	A1	340	0,2802	0,6725	2,4001	0,3360	2,6279
10	A1	350	0,3243	0,6853	2,1132	0,4418	2,5902
12	A7	400	0,2990	0,6839	2,2873	0,1191	2,6340
15	A7	410	0,3038	0,7625	2,5099	0,0820	2,8277
20	A9	240	0,4317	0,9401	2,1777	0,0572	1,6636

Tabla 22. Resultados terreno tipo IV.

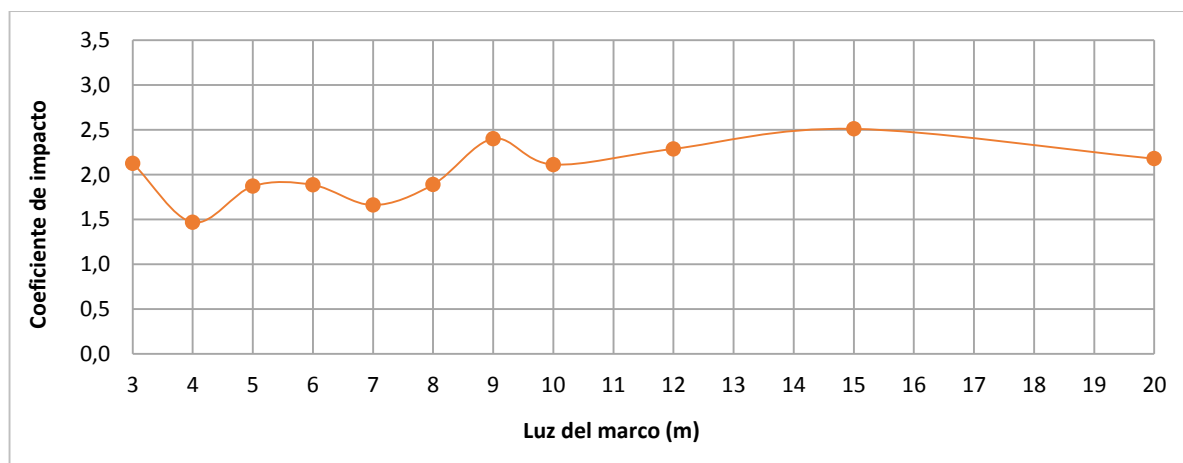


Figura 61. Relación luz – coeficiente de impacto (terreno natural tipo IV).

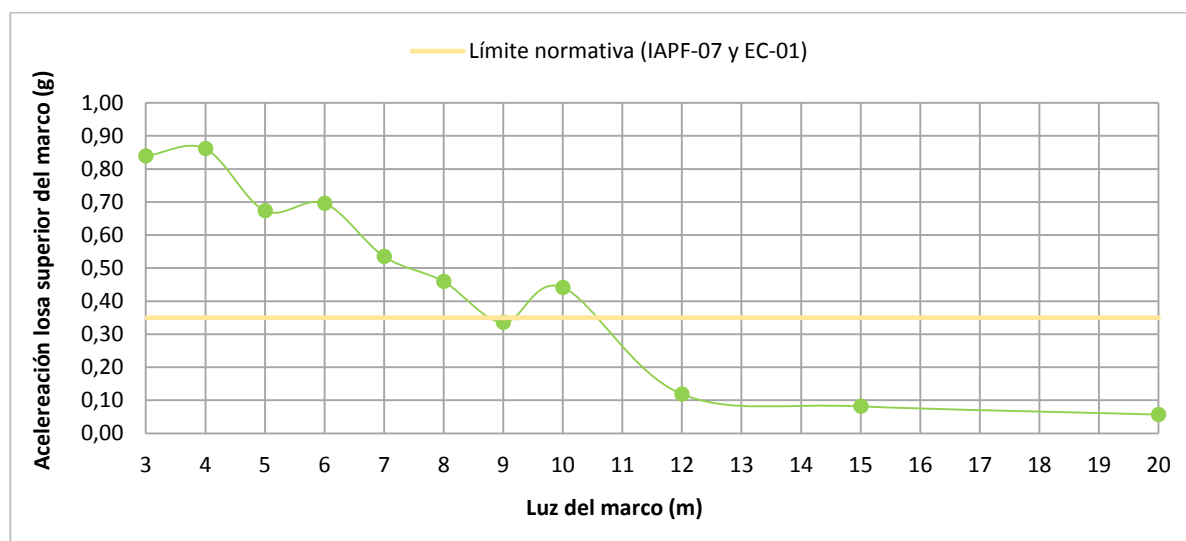


Figura 62. Relación luz – Acel. Losa sup. (terreno natural tipo IV).

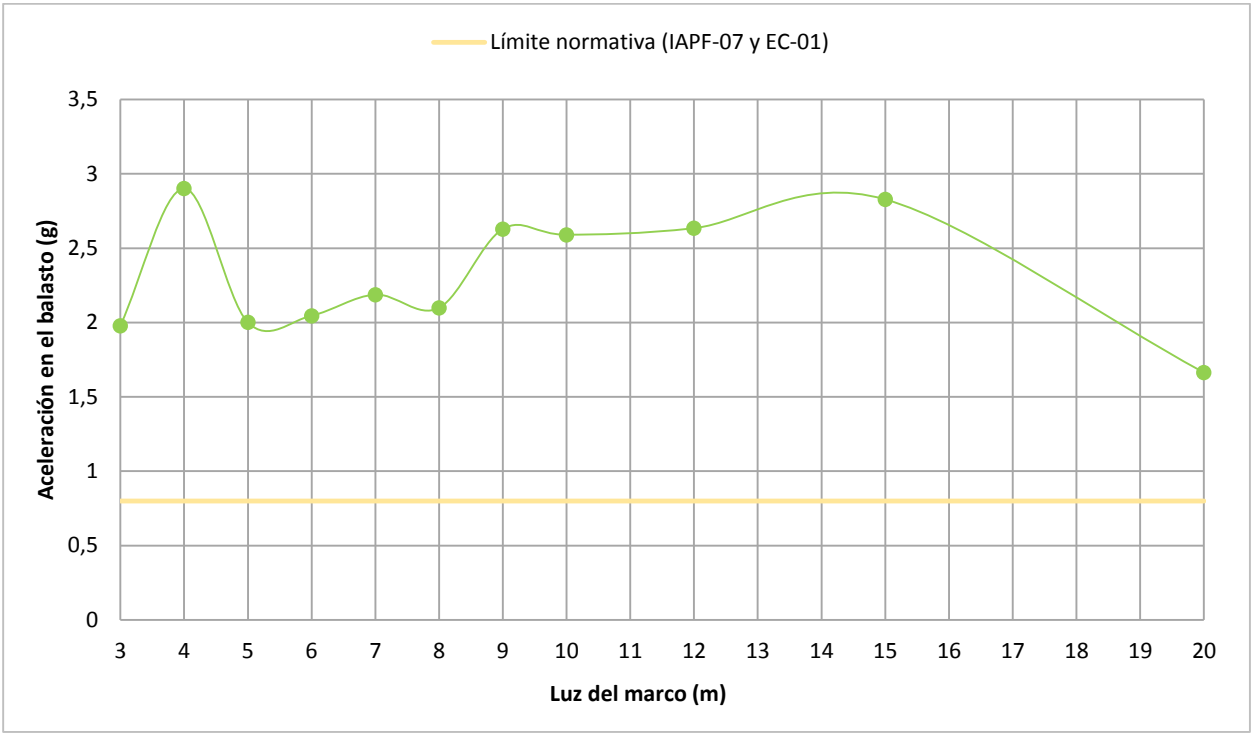


Figura 63. Relación luz – Acel. Balasto (terreno natural tipo IV).

Como resumen se detallan los valores máximos y las luces con las que se producen.

	Valores máximos	Luz (m)
Coefficiente de impacto (Φ)	2,5099	15
Acel. Losa superior marco (g)	0,8613	4
Acel. Balasto (g)	2,9011	4

Tabla 23. Valores máximos para terreno natural tipo IV.

El coeficiente de impacto varía menos que en los casos de terreno tipo I o terreno tipo II, de forma semejante al caso de terreno tipo III.

Además, se observa cómo las aceleraciones en la losa superior del marco superan el límite establecido por la normativa IAPF-07 [1] para la seguridad del tráfico, excepto para las luces de; 9, 12, 15 y 20 metros. Estas aceleraciones se hacen más pequeñas conforme aumenta la luz interior del marco.

Respecto a las aceleraciones en la capa de balasto, se puede observar como en todos los casos se supera el límite establecido de 0.8g por el EC-01 [2], para la seguridad respecto de la licuefacción del balasto. Estas aceleraciones están todas en el rango entre 2g y 3g, del orden de un 40 % inferior a las aceleraciones en el balasto para los demás tipos de terreno estudiados (I, II y III).

7.2. Influencia del tipo de terreno natural.

En este apartado se van a superponer las gráficas generadas anteriormente, para cada tipo de terreno natural en la plataforma, referentes a:

- Coeficiente de impacto.
- Aceleraciones en la losa superior del marco.
- Aceleraciones en la capa de balasto.

El objetivo es observar la influencia que tiene la rigidez de dicho terreno en la evolución de estos aspectos.

A modo de recordatorio, en la siguiente tabla se recogen las rigideces de los diferentes terrenos naturales que se han estudiado.

Terreno	Vs (m/s)	ρ (Kg/m ³)	ν	G (N/m ²)	E (Mpa)
Tipo I	750	2038,735984	0,35	1146788991	3096
Tipo II	400	2038,735984	0,35	326197757	881
Tipo III	200	2038,735984	0,35	81549439,4	220
Tipo IV	100	2038,735984	0,35	20387359,8	55

Tabla 1. Valores de rigideces del terreno natural.

COEFICIENTE DE IMPACTO

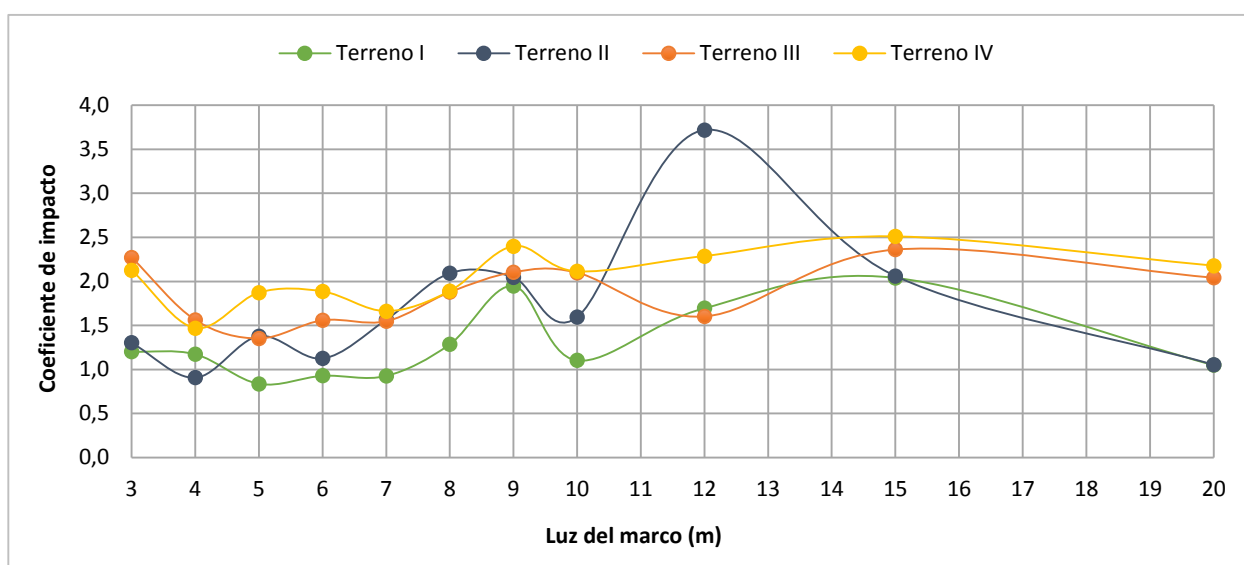


Figura 64. Coeficiente de impacto en función de la luz y del tipo de terreno.

Observando las gráficas, a grandes rasgos se puede ver como éstas se elevan conforme el terreno natural tiene menor calidad, es decir, menor rigidez.

Respecto a la forma de las gráficas todas son semejantes, un poco más suaves para los terrenos III y IV que para los terrenos I y II.

Un aspecto interesante es que, si nos fijamos en determinadas luces, los coeficientes de impacto mayores no se dan para las rigideces de terreno natural menores, y viceversa. Dicho de otra forma, los coeficientes de impacto no están ordenados de menor a mayor, para terrenos de mejor a peor calidad (mayor a menor rigidez).

Esto ocurre para luces de 3, 4, 8 y 12 metros, siendo esta última la luz que genera los resultados más sorprendentes, ya que el coeficiente de impacto se eleva, para el terreno tipo II, hasta 3.7185, aproximadamente el doble del valor que se podría esperar en función de los resultados para los demás tipos de terreno, en torno a 2.

La razón de esto puede ser, que con esa geometría y con esa combinación de rigideces en los materiales, la frecuencia de paso de las cargas transmitidas por el tren desfavorable se acerque mucho a una de las frecuencias naturales, incrementando la amplificación de su respuesta dinámica.

ACELERACIONES EN LA LOSA SUPERIOR DEL MARCO

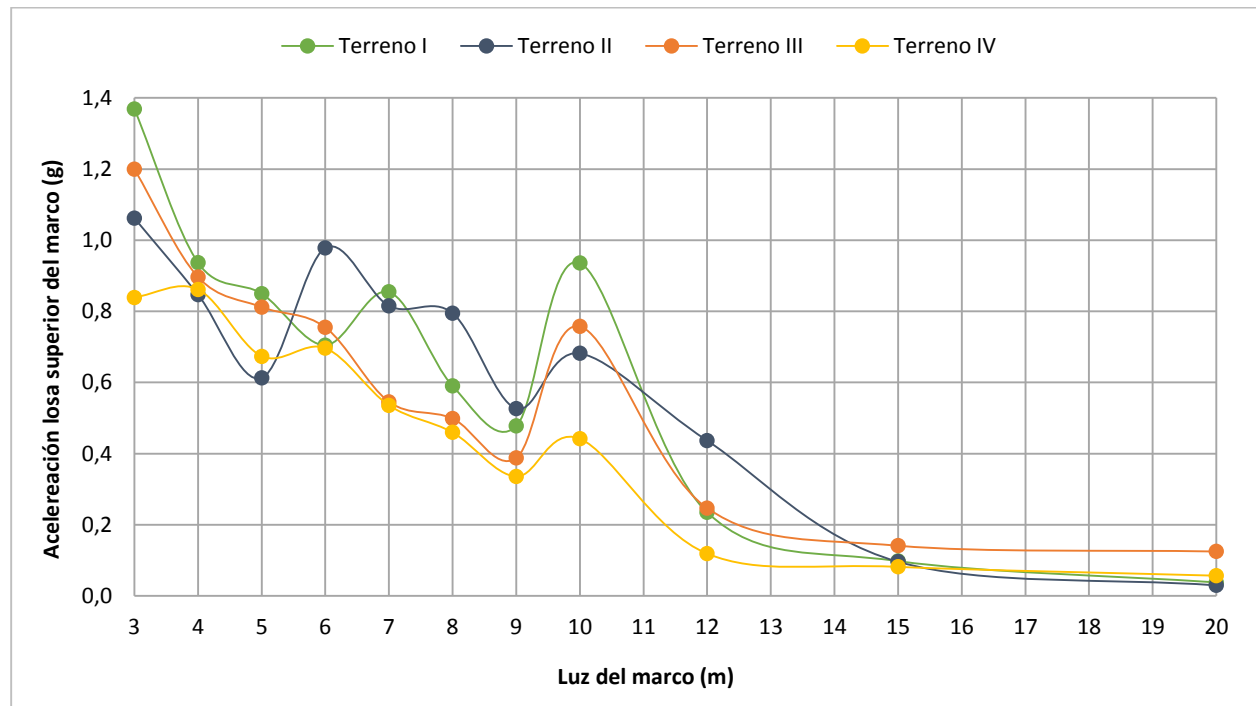


Figura 65. Aceleración en la losa superior del marco en función de la luz y del tipo de terreno.

Como se puede ver en la figura anterior, la evolución con la luz interior del marco es muy semejante para los cuatro tipos de terreno. Las aceleraciones van disminuyendo con una pendiente elevada hasta los 12 metros de luz y a partir de ahí se estabilizan en torno a 0.1g.

En este caso, ocurre lo contrario que para el coeficiente de impacto, las aceleraciones aumentan conforme el terreno es de mayor calidad (mayor rigidez, terreno tipo I), aunque no se suele mantener un orden de menor a mayor en función de la calidad del terreno de la plataforma. Los valores mínimos se dan para el terreno de menor rigidez y los máximos se dan siempre, excepto para 15 y 20 metros de luz, para el terreno tipo I o el terreno tipo II, los dos de mayor rigidez.

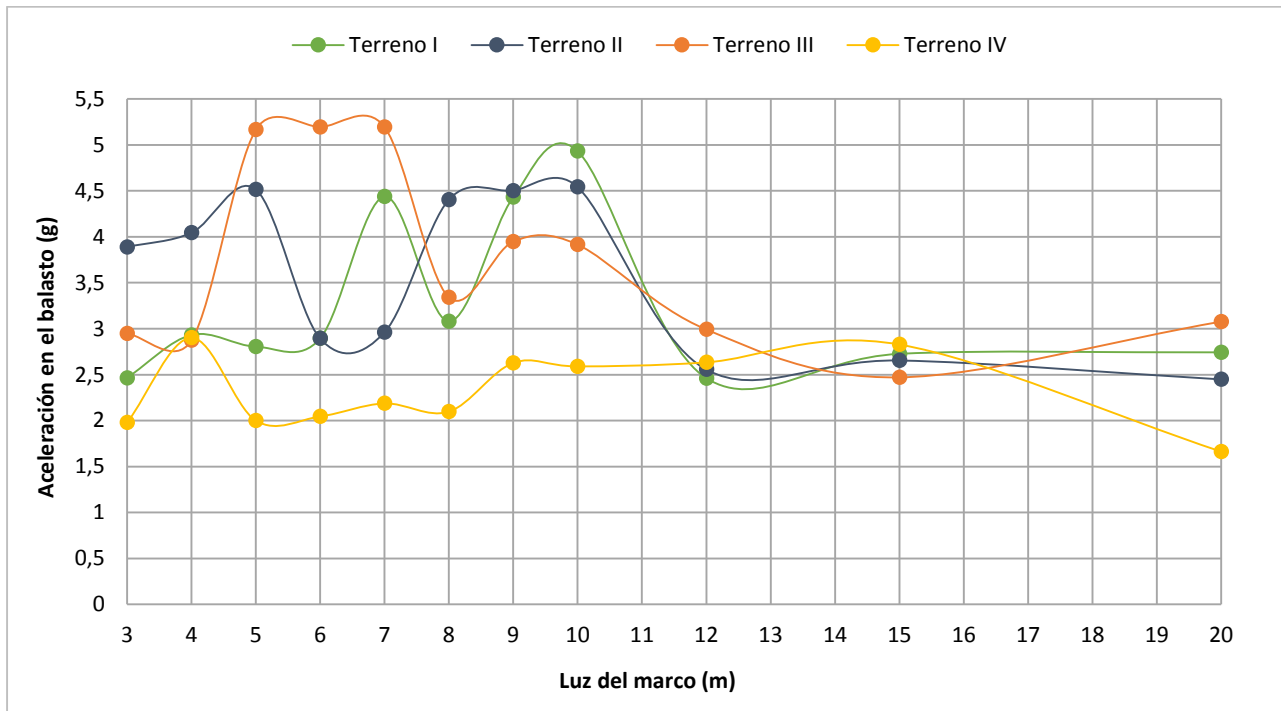
ACELERACIONES EN LA CAPA DE BALASTO

Figura 66. Aceleración en la capa de balasto en función de la luz y del tipo de terreno.

Observando la figura 7.15. se aprecia que la evolución de las aceleraciones en el balasto presenta claras diferencias para cada tipo de terreno natural de la plataforma. Lo único que parece cumplirse con generalidad, excepto para luces de 12 y 15 metros, es que los valores mínimos se dan para el terreno de menor rigidez.

Con el terreno tipo I la evolución de las aceleraciones es más o menos constante, sin grandes subidas ni grandes descensos. A medida que se aumenta la rigidez del terreno de la plataforma esto cambia, empiezan a producirse máximos claramente diferenciados, con una diferencia respecto de los demás valores de aproximadamente un 60 %.

- Para el terreno tipo III, existen 3 valores máximos para las luces de 5, 6 y 7 metros.
- Para el terreno tipo II, existen 4 valores máximos para las luces de 5, 8, 9 y 10 metros.
- Para el terreno tipo I, existen 2 valores máximos para las luces de 7 y 10 metros.

8. CONCLUSIONES

De forma esquemática se resaltan las siguientes observaciones finales:

- Se ha cumplido con el objetivo de poner en marcha una metodología basada en el método de los elementos finitos para contemplar la influencia de la luz interior de los marcos bajo terraplén y de la calidad del terreno natural de la plataforma, en la respuesta dinámica de este tipo de estructuras de vía, en lo referente a desplazamientos y aceleraciones, al ser sometidas al paso de trenes de alta velocidad.
- Para modelar correctamente el problema proponemos una serie de recomendaciones en términos de, precisión de la malla y tipo de análisis.

En cuanto al tamaño de la malla, un punto de partida podría ser:

	Elemento	Tamaño (m)
Traviesas	Tetraedo	0,2890
Balasto	Tetraedo	0,80
Cuña	Tetraedo	0.80-2.50 (1,50)
Terreno natural	Tetraedo	2,50

Para el tipo de análisis, dado el tamaño del modelo y la cantidad de elementos que posee, se recomienda usar el análisis modal para encontrar el caso, o los casos, de carga más desfavorables, y una vez reducido el número de casos de carga a 1 ó 2, resolver el modelo mediante el método de integración directa paso a paso. De esta manera evitamos dos problemas, ganando precisión y rapidez en el cálculo.

- En primer lugar, si usáramos el análisis modal con bajo número de modos, los resultados serían muy poco precisos, debido a la cantidad de elementos sólidos del modelo y la escasa relación de su comportamiento con los modos de baja frecuencia.
- En segundo lugar, si usáramos el análisis modal con un número de modos de vibración elevado, cercano al número de grados de libertad, o bien empleáramos el análisis directo con todos los casos de carga, el tiempo de cálculo sería excesivamente grande.
- El análisis modal no es apropiado para modelos de elementos finitos como el que se realiza en este trabajo. Al ser un modelo con gran cantidad de elementos sólidos, las vibraciones que experimenta al paso de las cargas dinámicas no se asocian a los modos de bajas frecuencias, dando resultados con errores de hasta el 70%. Para ello ha sido necesario el empleo del método de Newmark de integración directa paso a paso.
- La disminución de la rigidez del terreno natural inferior que forma la plataforma de la vía incrementa el coeficiente de impacto y disminuye las aceleraciones en la losa superior del marco. La diferencia entre el coeficiente de impacto del terreno de peor calidad y el de mejor calidad puede llegar a ser superior al 100%. En cuanto a las aceleraciones en la losa superior la diferencia puede alcanzar el 60%.
- Las aceleraciones en la losa superior superan en la mayoría de los casos, para los 4 tipos de terreno analizados, el límite propuesto de 0.35g por la normativa IAPF-07 [1] para garantizar la seguridad del tráfico.
- Las aceleraciones en la capa de balasto superan en todos los casos, para los 4 tipos de terreno analizados, el límite propuesto de 0.8g por el Eurocódigo 1 [2] para garantizar la seguridad frente a la licuefacción del balasto. En la mayoría de los casos, sus valores están en torno a 3g llegando incluso a superar los 5g para determinadas luces y tipos de terreno.
- Tras analizar un conjunto representativo de marcos bajo terraplén de luces cortas (3 metros) a largas (20 metros) y cuatro tipos de terreno de diferente rigidez (55, 220, 881 y 3096 MPa), se ha comprobado que:

- El máximo coeficiente de impacto es de 3.7185 y se da para el marco de 12 metros de luz con un terreno natural en la plataforma con un módulo de Young de 881 MPa.
- La máxima aceleración en el punto medio de la losa superior del marco entre los dos carriles de la vía cargada es de 1,3690g y se da para el marco de 3 metros de luz con un terreno natural en la plataforma con un módulo de Young de 3096 MPa.
- La máxima aceleración en la capa de balasto bajo la traviesa central es de 5,1957g y se da para el marco de 6 metros de luz con un terreno natural en la plataforma con un módulo de Young 220 MPa.

9. DESARROLLO FUTURO

Aquí se presentan algunas sugerencias para mejorar el modelo de elementos finitos realizado y enriquecer el desarrollo futuro de la investigación en el comportamiento dinámico de marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad.

- Modelo de elementos finitos.

Los marcos bajo terraplén sometidos al paso de trenes de alta velocidad, por la posibilidad real de la resonancia, exigen para su dimensionamiento la consideración de la vibración dinámica bajo las cargas móviles de los trenes, para lo que existen diversos modelos numéricos descritos en este trabajo, de menor o mayor complejidad. En este caso se ha optado por realizar el modelo en tres dimensiones, aunque también se podría abordar el cálculo a través de modelos simplificados de dos dimensiones, que se describen en el capítulo 2. Sería de gran interés ver la diferencia entre los resultados del modelo tridimensional y los resultados del modelo bidimensional.

- Interacción suelo – hormigón.

Influencia de la fricción entre el terreno que compone el terraplén y las hastiales y las losas del marco en la respuesta dinámica de este.

- Comportamiento no lineal del balasto y del material de relleno del terraplén.

El balasto y el material de relleno que forma el terraplén alrededor de una obra de vía, en este caso el marco, puede tener un comportamiento no lineal. Incorporando la no linealidad en la ley de comportamiento de estos materiales con una tensión de corte específica, puede mejorar la modelización del mismo.

- Influencia de las ondas de propagación.

Para modelar las ondas de propagación en el terreno convenientemente, se debe establecer un criterio acoplado entre el tamaño de la malla y el paso de tiempo empleado en los cálculos, siendo esto un tema que debe ser investigado con mayor profundidad. Además, es necesario usar las condiciones de contorno apropiadas para evitar la reflexión de las ondas. Para ello, el uso de elementos infinitos para el contorno podría ser una solución que sería de interés examinar.

- Interacción vehículo – estructura.

Con el objetivo de mejorar los resultados de las aceleraciones del balasto, se podría optar por una masa en movimiento o un modelo de masa suspendida en lugar de mover cargas concentradas. Además, de esta manera, se podría controlar la aceleración del propio tren, lo cual es también de gran interés para las aplicaciones ferroviarias de alta velocidad para comprobar más a fondo los criterios de confort.

- Influencia de los diferentes parámetros de los materiales usados.

El módulo de Young, el coeficiente de poisson, el peso específico y las propiedades de amortiguamiento de cada uno de los materiales que conforman el modelo influyen en las frecuencias naturales de la estructura y a consecuencia de ello, también influyen en su respuesta dinámica al paso de trenes de alta velocidad.

10. REFERENCIAS

- [1] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF). Dirección general de Infraestructuras del ministerio de fomento. Gobierno de España. 2007.
- [2] Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Acciones del tráfico en puentes. UNE-ENV 1991-3.
- [3] Ferrovie dello Stato: *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari*, 1997.
- [4] European Rail Research Institute. Utilisation de convois universels pour le dimensionnement dynamique de ponts-rails. Synthèse des résultats du ERRI D214.2 RP1 (Rapport final), 2002.
- [5] R.W.Clough and J.Penzien. Dynamics of Structures. Mac Graw-Hill., 1993.
- [6] N.M.Newmark. A method of computation for structural dynamics. ASCE, 85, 1959.
- [7] R.Calcada, A.Cunha, and R.Delgado. Dynamic analysis of metallic arch railway bridge. Bridge Engineering., 7:214–222, 2002.
- [8] Y.S. Wu, Y.B. Yang, and J.D.Yau. Three-dimensional analysis of train-rail-bridge interaction problems. Vehicle System Dynamics, 36(1):1–35, 2001.
- [9] J.W. Kwark, E.S.Choi, Y.J.Kim, B.S.Kim, and S.I.Kim. Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train. Computer and Structures., 82:463–474, 2004.
- [10] R.Karoumi. Response of cable-stayed and suspension bridges to moving vehicles. Analysis methods and practical modelling techniques. PhD thesis, Department of Structural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden., 1998.
- [11] Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications. Release 13.0 - © 2010 SAS IP, Inc.
- [12] Finite Element Procedures. K. J. Bathe. Prentice-Hall. Englewood Cliffs. 1996.
- [13] Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02). Dirección general del Instituto Geográfico Nacional. Gobierno de España. 2009.
- [14] SAP2000 Advanced 16.0.0. Structural Analysis Program. Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue. Berkeley, California 94704 USA.
- [15] CATIA V5. Computer-Aided Three Dimensional Interactive Application. Dassault Systèmes.
- [16] Abaqus/CAE 6.10 Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

- [17] Winkler E., Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Verlag H. Dominikus, Prag 1867.
- [18] Dahlberg, T., Track Issues. Handbook on Railway Vehicle Dynamics, CRC Press, Taylor and Francis Group, 2006.
- [19] Oscarsson, J., Dynamic train - track interaction: linear and non-linear track models with property scatter, PhD thesis, Department of Solid Mechanics, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, ISSN 0346-718X, 2001.
- [20] López Pita, A., (1976) "La distribución de tensiones en la capa de balasto y la determinación del espesor necesario: estado actual", Revista AIT, nº 11, Agosto, pp 66-77.
- [21] Sauvage, G. y Larible, G., (1982) "La modélisation par éléments finis des couches d'assise de la voie ferrée" Revue Générale des Chemins de Fer, Septiembre, pp 475-484.
- [22] Profillidis, V ; Humbert, P. Étude en élastoplasticité par la MEF du comportement de la voie ferrée et de sa fondation.
- [23] Sahu, J., N Rao y Yudhbir, (1999). "Parametric study of resilient response of tracks with a sub-ballast layer", Canadian Geotechnical Journal, Vol 36, pp 1137-1150.
- [24] Mira, P.; Nasarre, J.; Pastor, M.; Rodriguez, J.; Santos, J. Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias. Ministerio de fomento, 1999.
- [25] Teixeira P.F. (2003) Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical. Tesis doctoral. Aula COMSA, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- [26] Gallego Giner, Inmaculada. (2006) Heterogeneidad resistente de las vías de alta velocidad: Transición terraplén-estructura. Tesis doctoral. Universidad de Castilla-La Mancha. Ciudad Real.
- [27] The Finite Element Method. O. C. Zienkiewicz. McGraw-Hill Company. London. 1977.
- [28] Peyman Mellat. (2012) Dynamic analysis of soil-steel composite bridges for high speed railway traffic. Master of Science Thesis Stockholm, Sweden.
- [29] Antonio Martínez de la Concha. (2009) Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de estructuras sometidas al paso de cargas móviles.
Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. ETSI, Universidad de Sevilla.

Anexo A. Trenes y velocidades más desfavorables.

Luz interior del marco (m)	Terreno natural de la plataforma							
	Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	
	Tren	Velocidad (km/h)	Tren	Velocidad (km/h)	Tren	Velocidad (km/h)	Tren	Velocidad (km/h)
3	A1	370	A10	420	A3	380	A1	290
4	A1	380	A9	420	A3	390	A10	380
5	A1	380	A3	400	A3	400	A10	350
6	A1	390	A10	340	A3	400	A10	230
7	A10	380	A3	350	A3	400	A1	330
8	A2	270	A3	360	A3	410	A1	330
9	A3	410	A3	360	A3	410	A1	340
10	A10	390	A3	360	A1	380	A1	350
12	A6	390	A1	420	A10	420	A7	400
15	A3	380	A3	360	A9	400	A7	410
20	A7	340	A7	330	A10	410	A9	240

Anexo B. Resultados del análisis mediante integración directa paso a paso.

TERRENO TIPO I (E = 3096 MPa)							
Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A1	370	0,1695	0,2039	1,2029	1,3690	2,4648
4	A1	380	0,1732	0,2032	1,1732	0,9371	2,9317
5	A1	380	0,2832	0,2370	0,8369	0,8501	2,8043
6	A1	390	0,2803	0,2602	0,9283	0,7052	2,8940
7	A10	380	0,2683	0,2487	0,9269	0,8546	4,4383
8	A2	270	0,2233	0,2873	1,2866	0,5906	3,0795
9	A3	410	0,1724	0,3358	1,9478	0,4778	4,4312
10	A10	390	0,3246	0,3579	1,1026	0,9360	4,9327
12	A6	390	0,1938	0,3286	1,6956	0,2354	2,4608
15	A3	380	0,2003	0,4086	2,0399	0,0983	2,7258
20	A7	340	0,2790	0,2924	1,0480	0,0385	2,7421

TERRENO TIPO II (E = 881 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A10	420	0,2203	0,2871	1,3032	1,0622	3,8899
4	A9	420	0,3005	0,2725	0,9068	0,8470	4,0449
5	A3	400	0,2990	0,4121	1,3783	0,6128	4,5158
6	A10	340	0,3514	0,3954	1,1252	0,9786	2,8940
7	A3	350	0,2786	0,4359	1,5646	0,8156	2,9623
8	A3	360	0,2386	0,4994	2,0930	0,7949	4,4047
9	A3	360	0,2082	0,4259	2,0456	0,5267	4,5025
10	A3	360	0,2334	0,3721	1,5943	0,6819	4,5423
12	A1	420	0,1982	0,7370	3,7185	0,4369	2,5566
15	A3	360	0,2133	0,4395	2,0605	0,0963	2,6555
20	A7	330	0,2819	0,2974	1,0550	0,0299	2,4495

TERRENO TIPO III (E = 220 MPa)

Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A3	380	0,2362	0,5368	2,2727	1,1998	2,9470
4	A3	390	0,2821	0,4404	1,5611	0,8966	2,8736
5	A3	400	0,3336	0,4507	1,3510	0,8121	5,1651
6	A3	400	0,3280	0,5109	1,5576	0,7551	5,1957
7	A3	400	0,3081	0,4765	1,5466	0,5460	5,1947
8	A3	410	0,3071	0,5764	1,8769	0,4990	3,3405
9	A3	410	0,2465	0,5185	2,1034	0,3880	3,9480
10	A1	380	0,2739	0,5747	2,0982	0,7577	3,9154
12	A10	420	0,2862	0,4582	1,6010	0,2471	2,9918
15	A9	400	0,2943	0,6947	2,3605	0,1414	2,4709
20	A10	410	0,3593	0,7331	2,0404	0,1251	3,0775

TERRENO TIPO IV (E = 55 MPa)

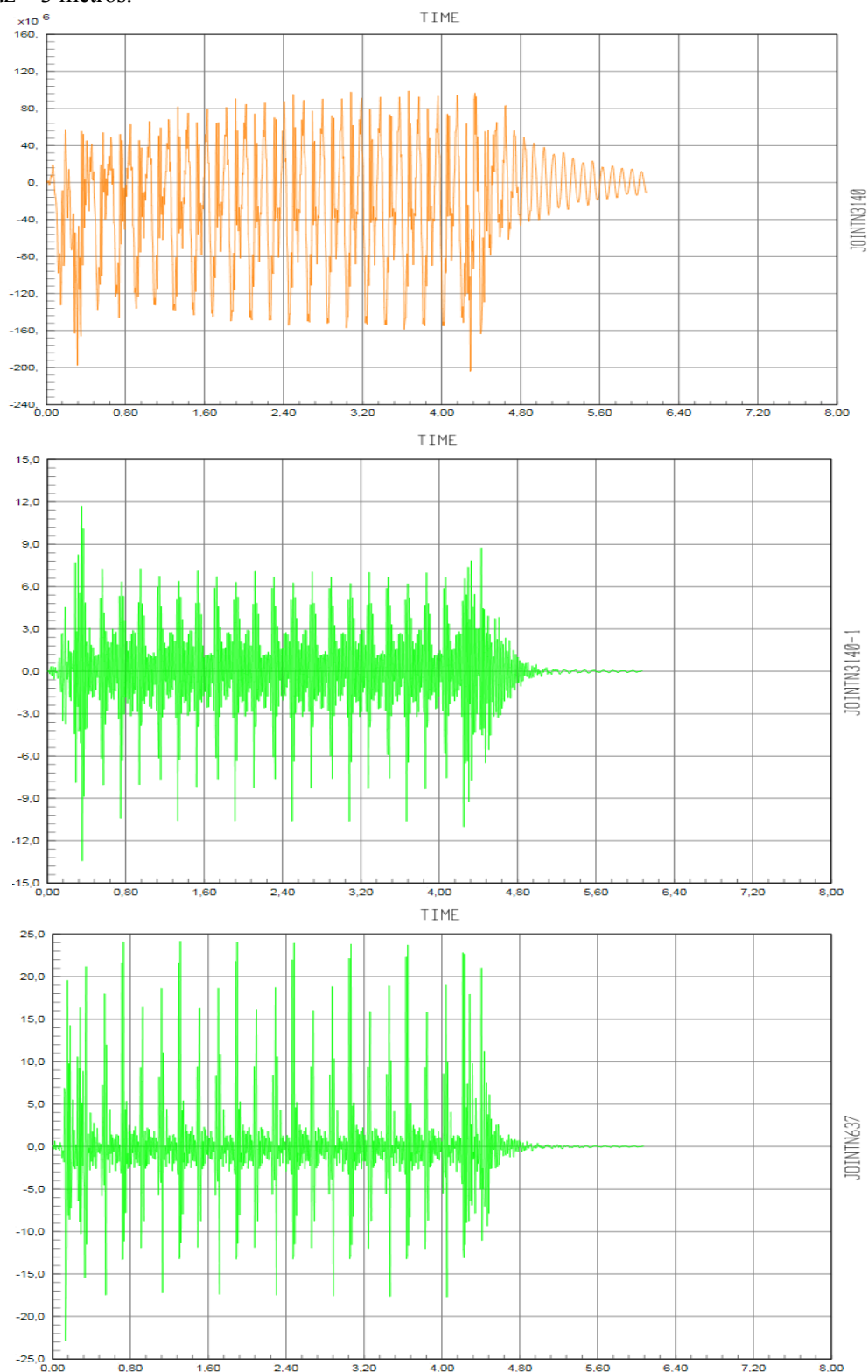
Luz	Tren más desfavorable		Desplazamientos (mm)		Φ	Aceleraciones (g)	
	Tipo	Velocidad (Km/h)	Estático	Dinámico		Losa superior	Balasto
3	A1	290	0,3502	0,7449	2,1271	0,8391	1,9786
4	A10	380	0,4112	0,6040	1,4689	0,8613	2,9011
5	A10	350	0,4468	0,8365	1,8722	0,6737	2,0010
6	A10	230	0,4328	0,8161	1,8856	0,6963	2,0459
7	A1	330	0,3852	0,6398	1,6610	0,5356	2,1876
8	A1	330	0,3523	0,6659	1,8902	0,4596	2,0979
9	A1	340	0,2802	0,6725	2,4001	0,3360	2,6279
10	A1	350	0,3243	0,6853	2,1132	0,4418	2,5902
12	A7	400	0,2990	0,6839	2,2873	0,1191	2,6340
15	A7	410	0,3038	0,7625	2,5099	0,0820	2,8277
20	A9	240	0,4317	0,9401	2,1777	0,0572	1,6636

Anexo C. Gráficas de desplazamientos y aceleraciones.

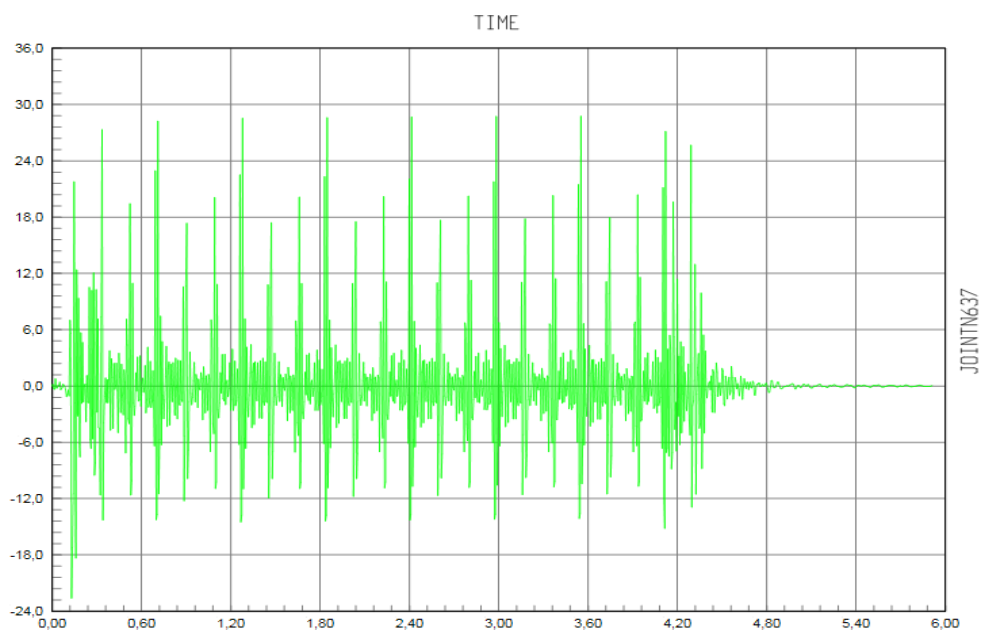
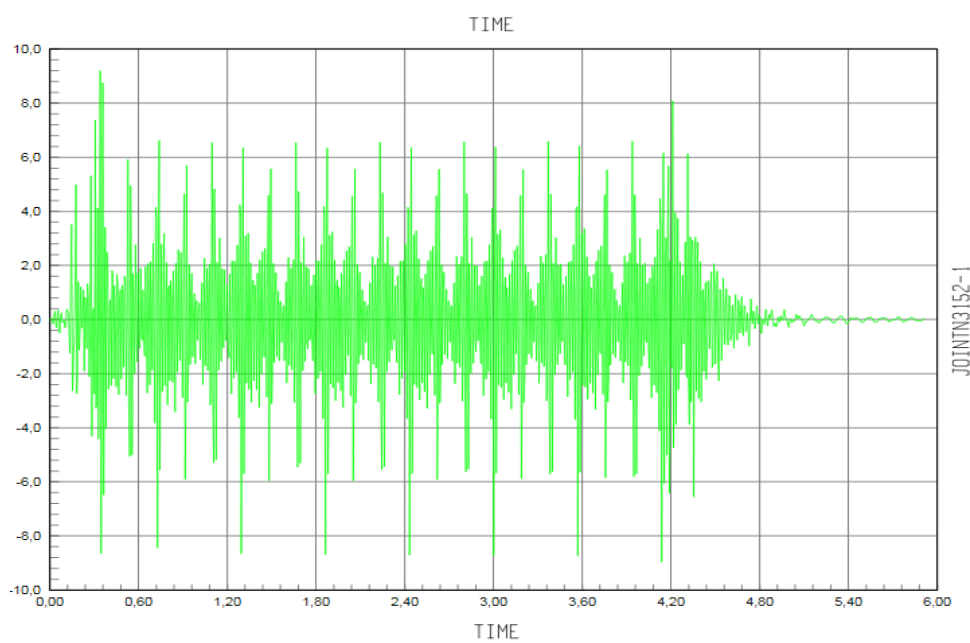
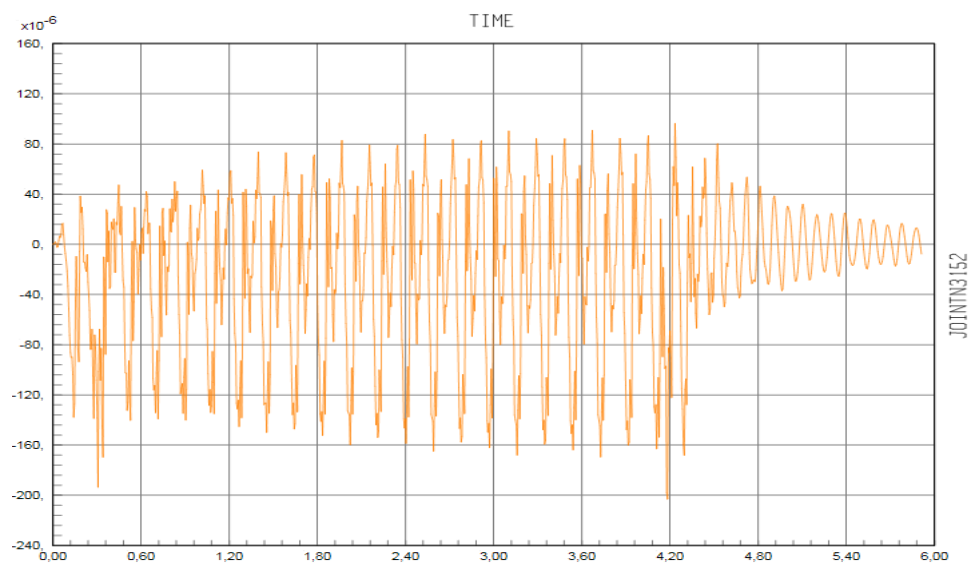
Para cada luz interior del marco se detallan en el siguiente orden; los desplazamientos y aceleraciones de la losa superior del marco obtenido en el punto 1 (ver ap.1.3 del cap.1) y las aceleraciones de la capa de balasto en el punto 2 (ver ap.1.3 del cap.1).

C.1. Terreno tipo I.

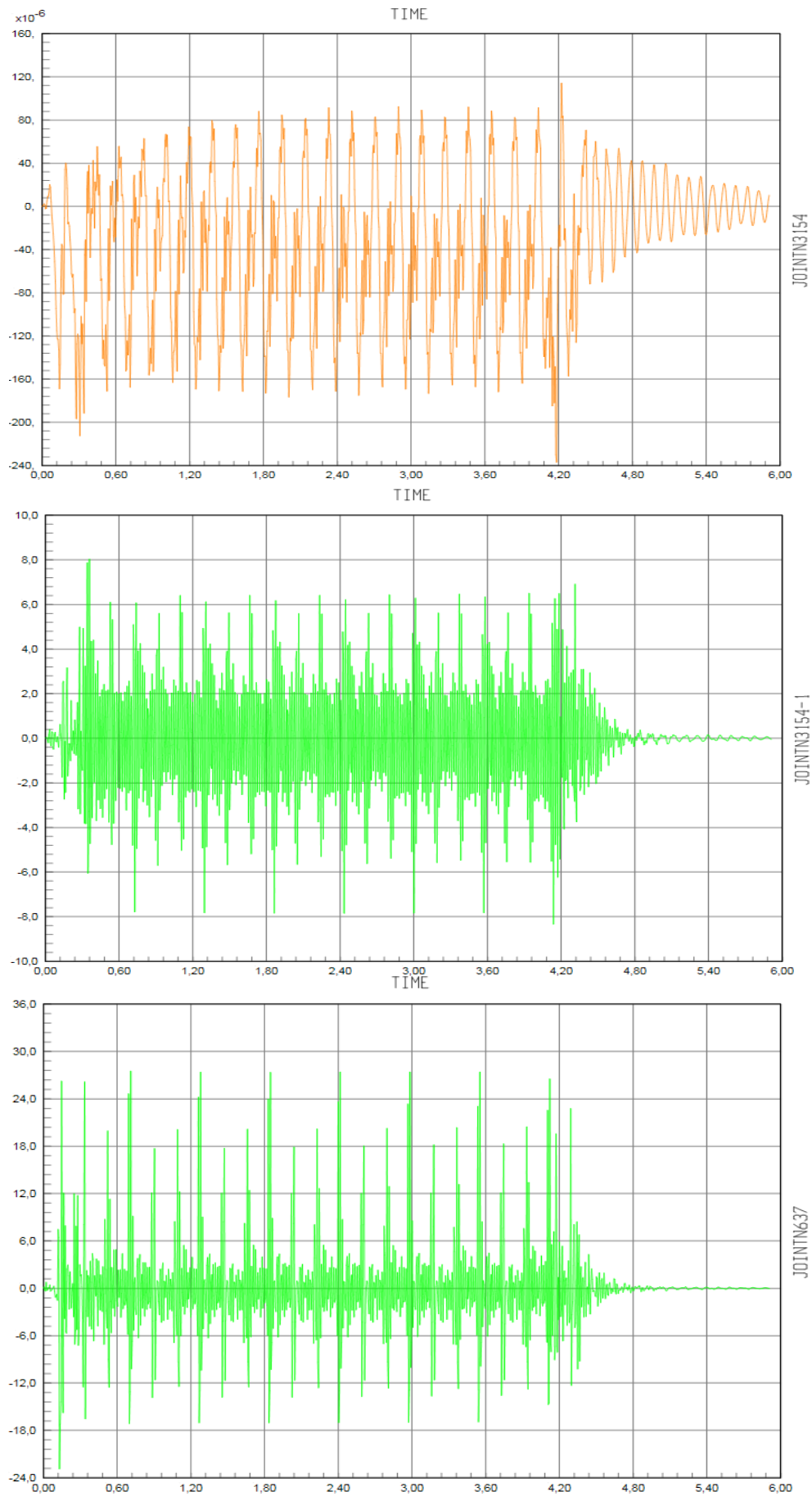
- Luz = 3 metros.



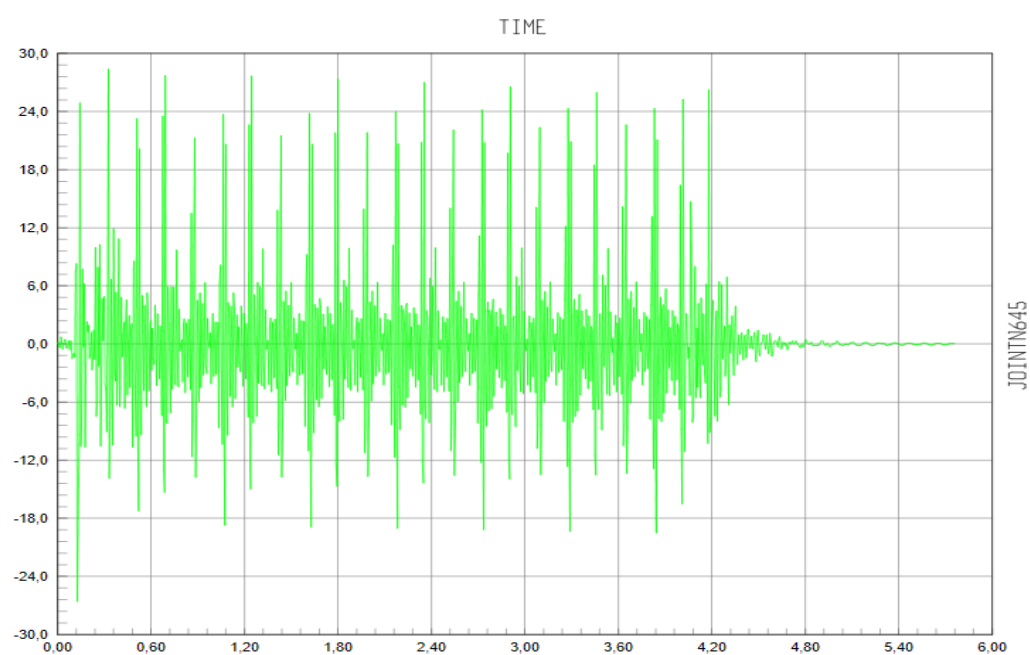
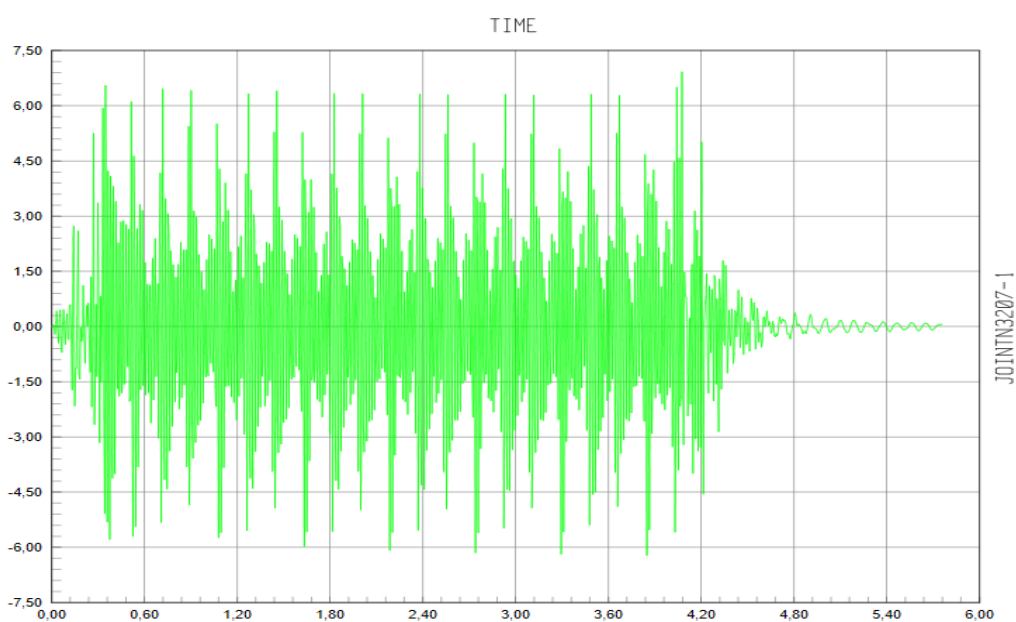
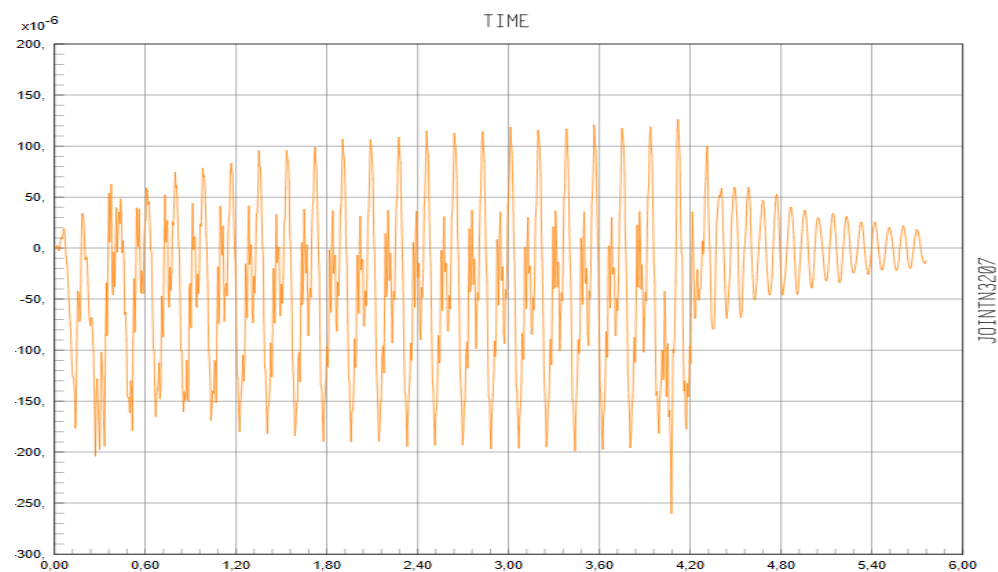
- Luz = 4 metros.



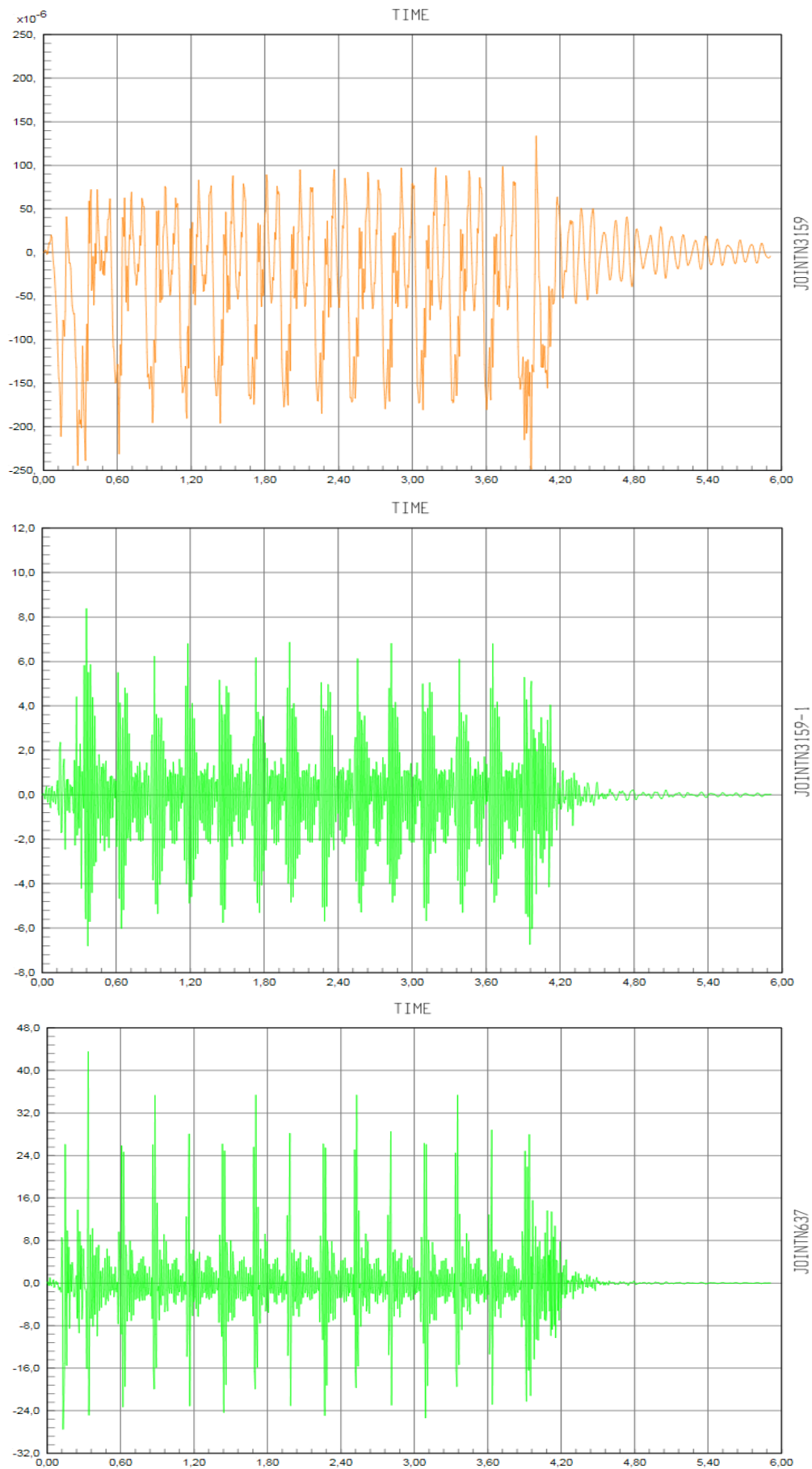
- Luz = 5 metros.



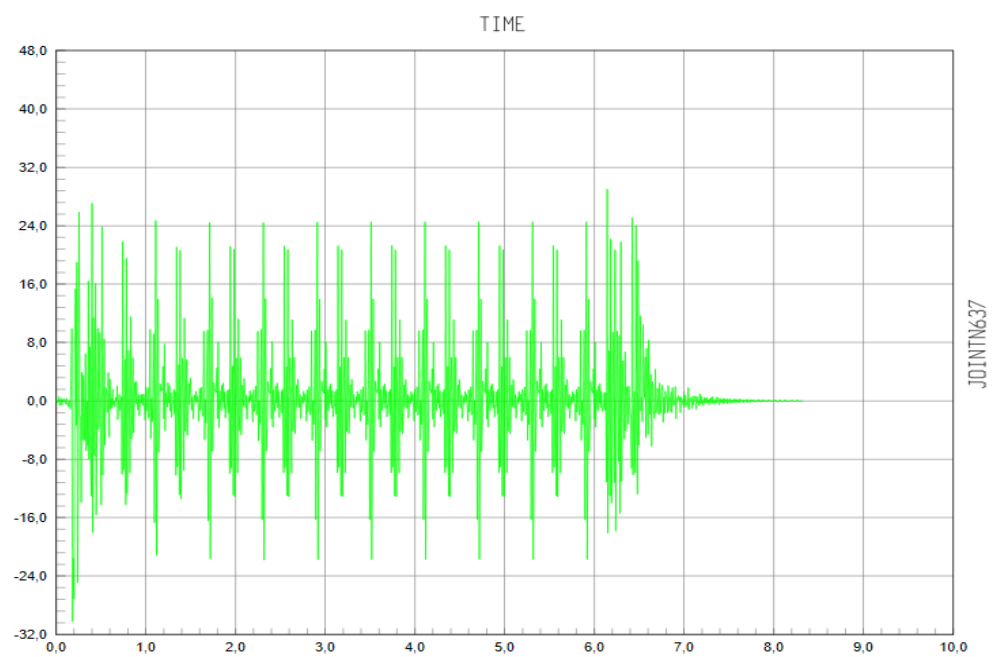
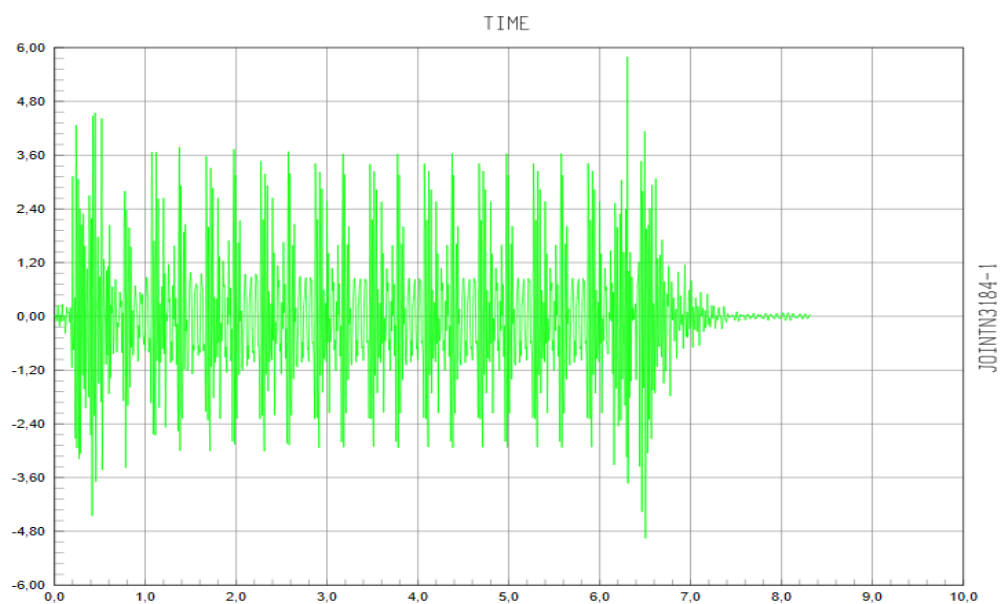
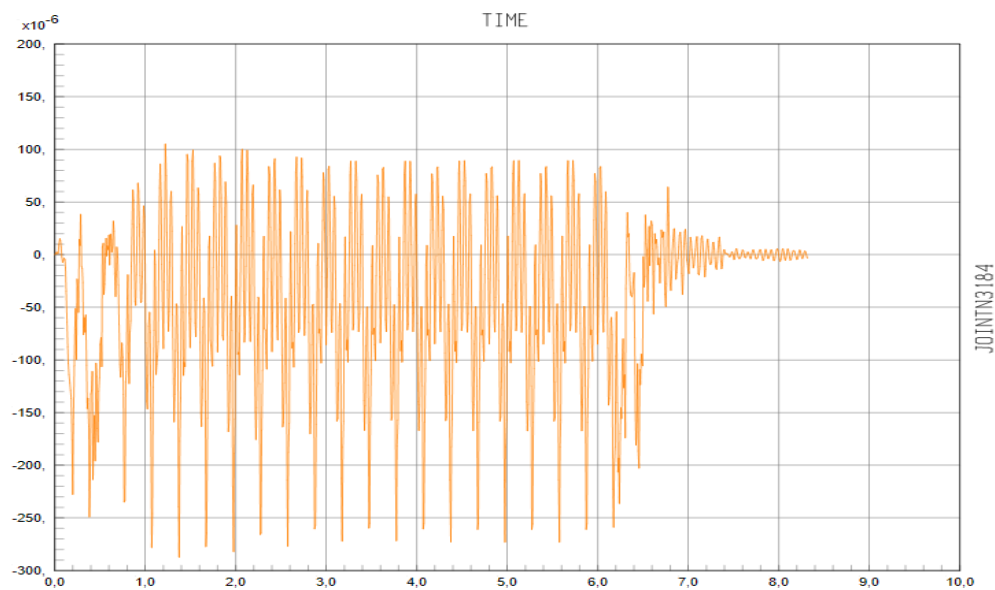
- Luz = 6 metros.



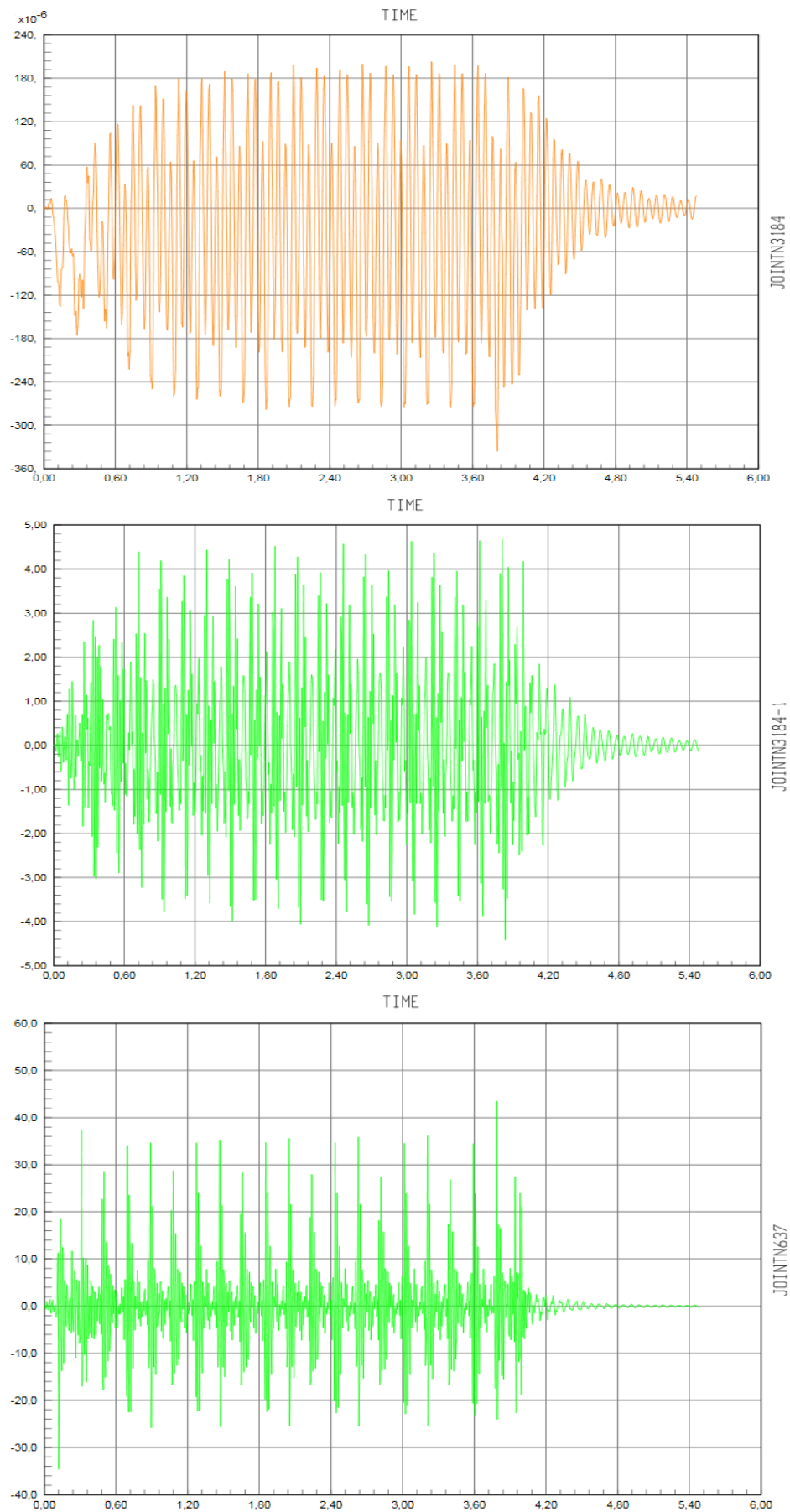
- Luz = 7 metros.



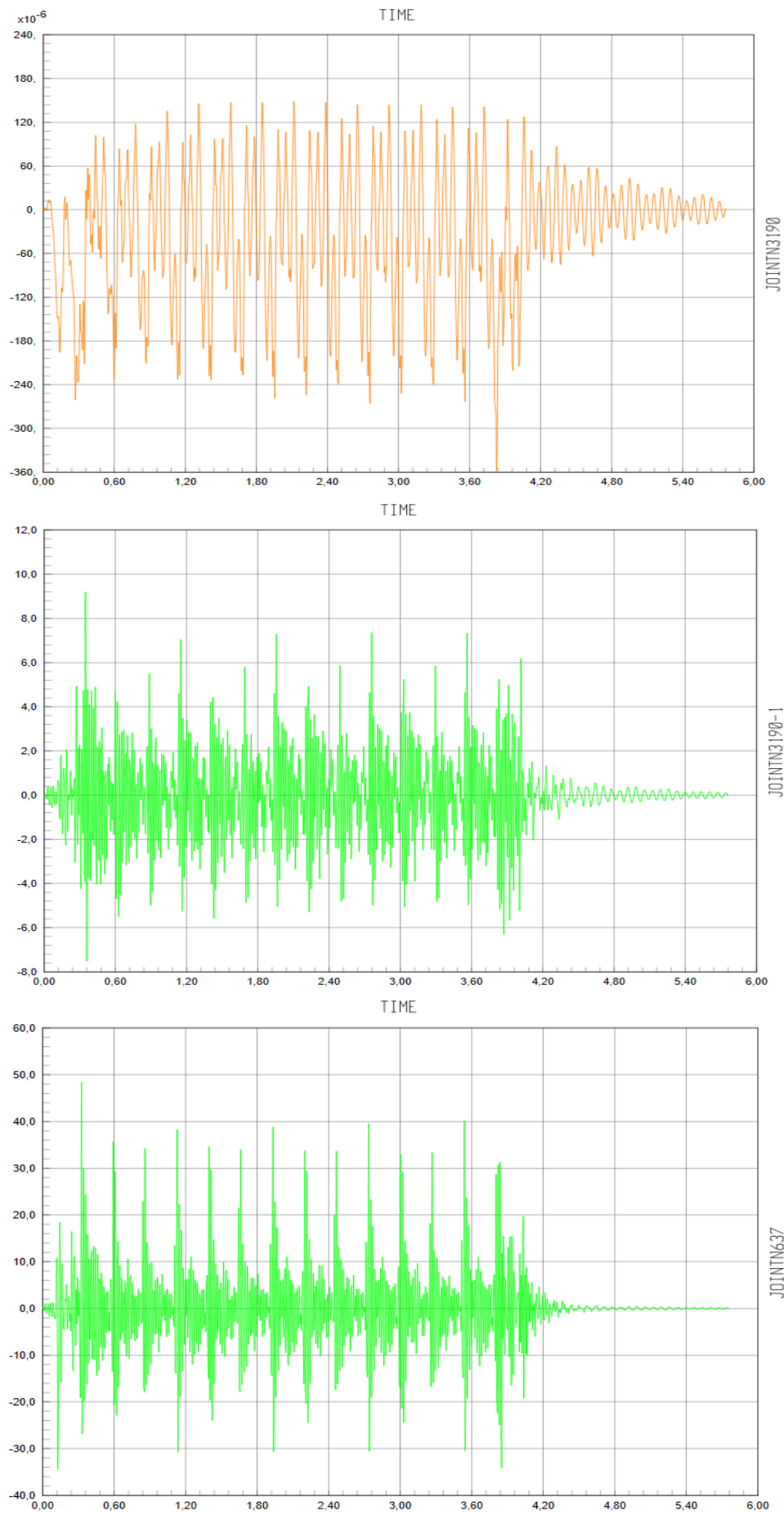
- Luz = 8 metros.



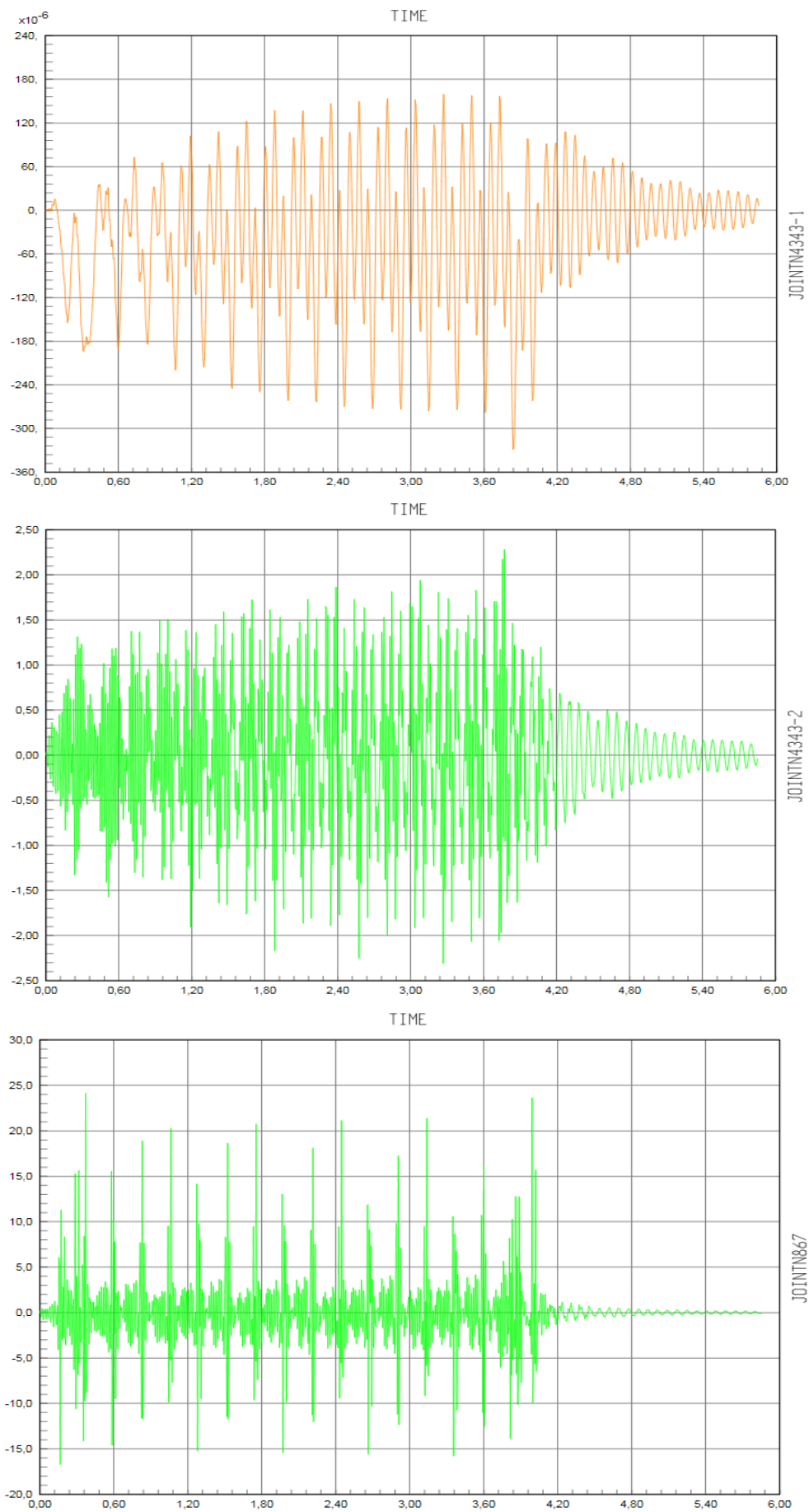
- Luz = 9 metros.



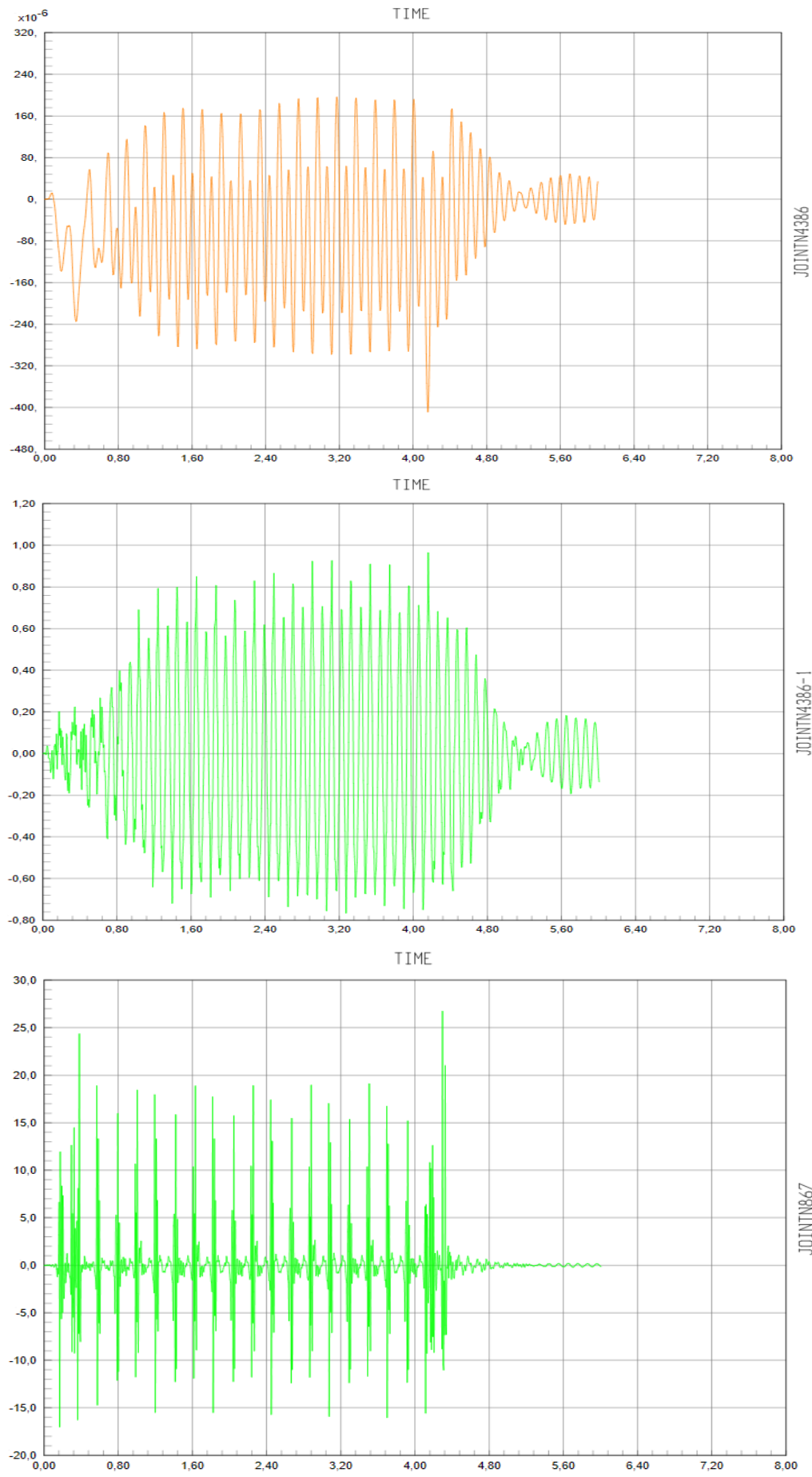
- Luz = 10 metros.



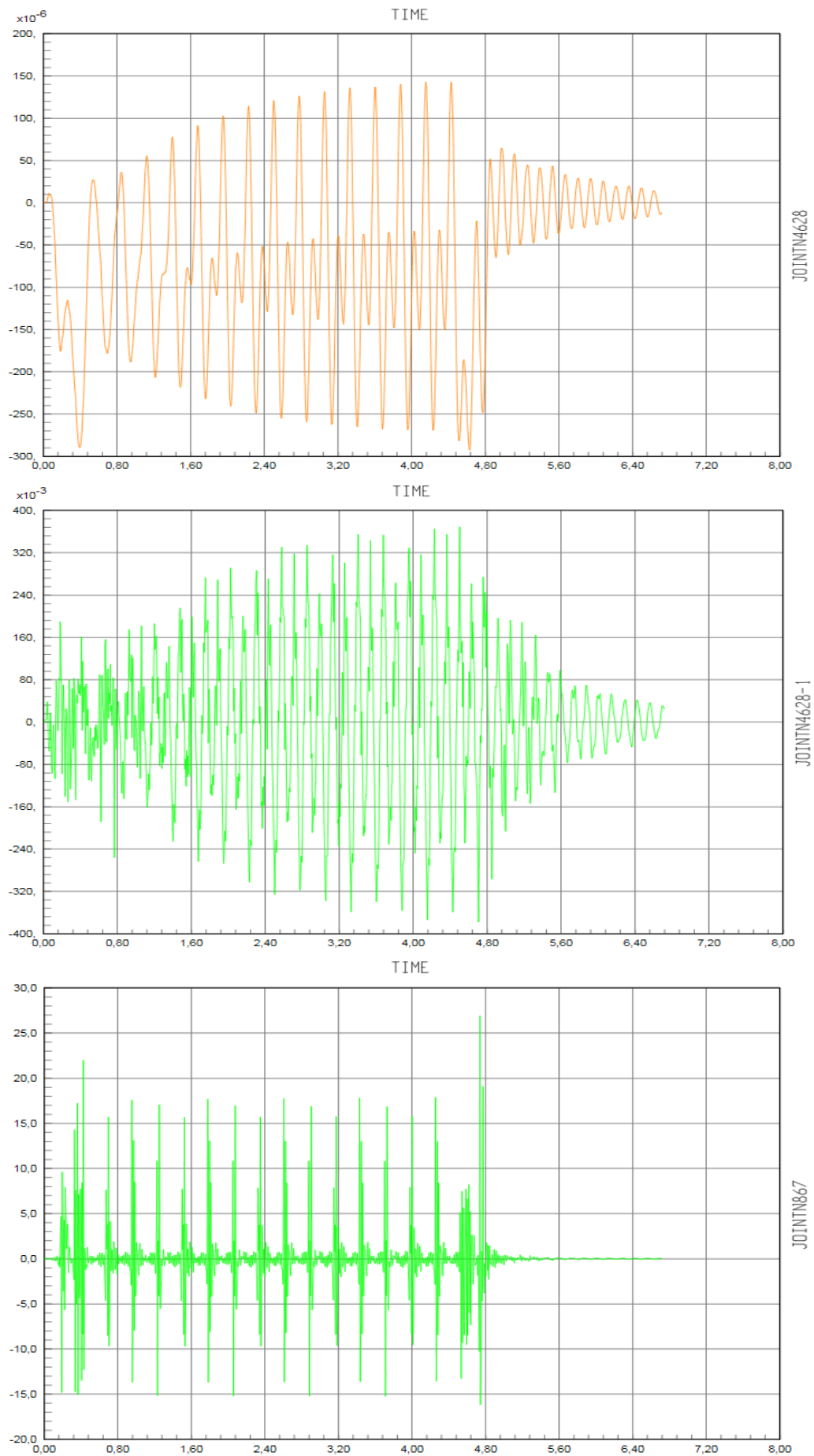
- Luz = 12 metros.



- Luz = 15 metros.

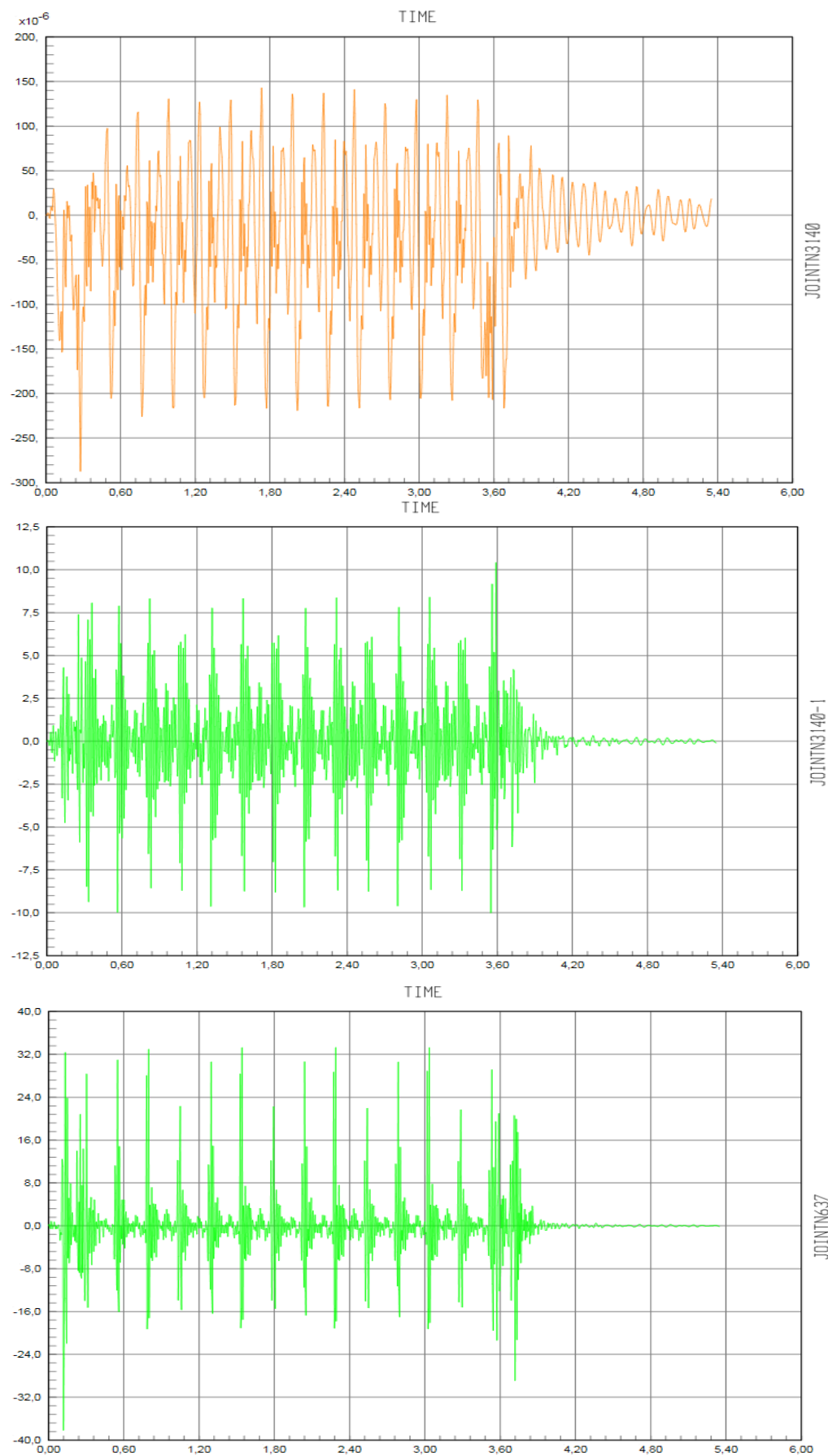


- Luz = 20 metros.

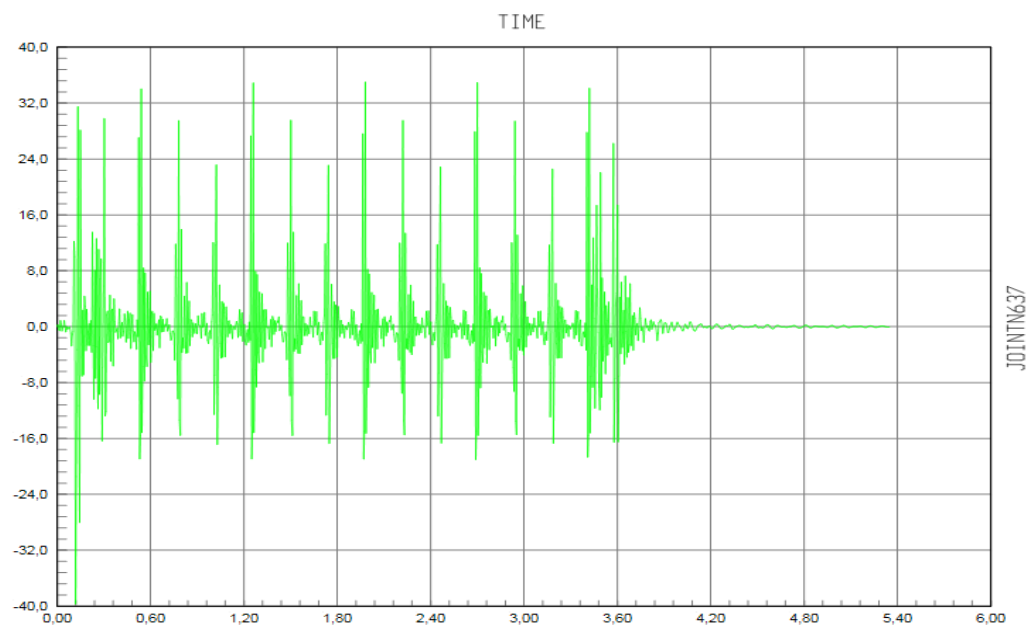
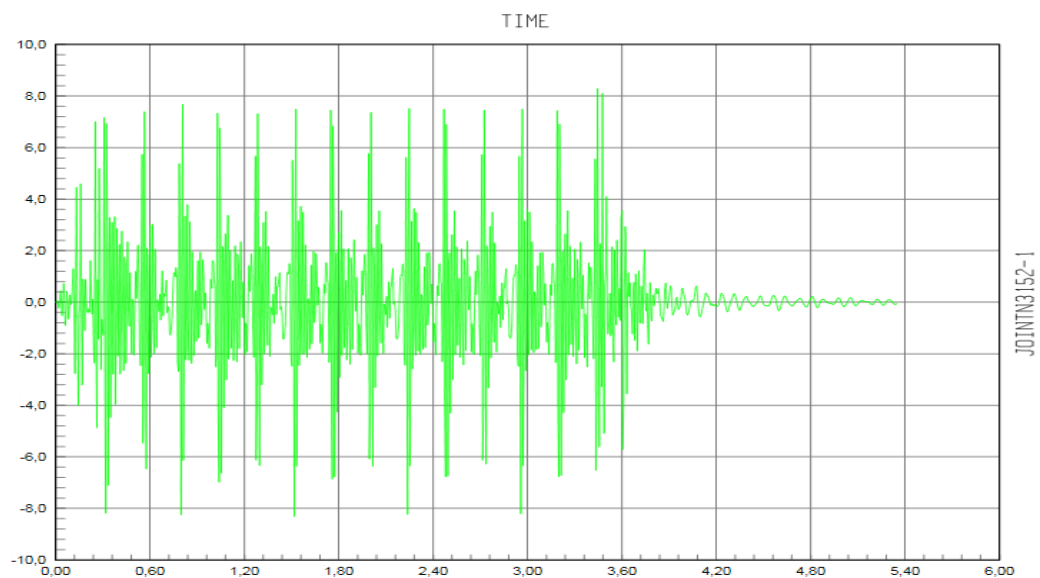
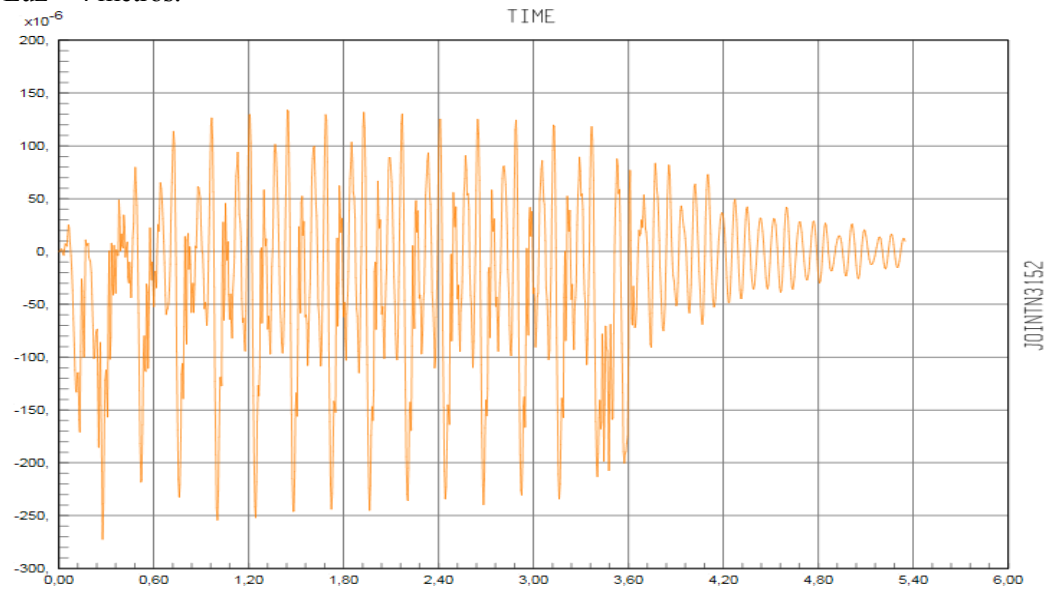


C.2. Terreno tipo II.

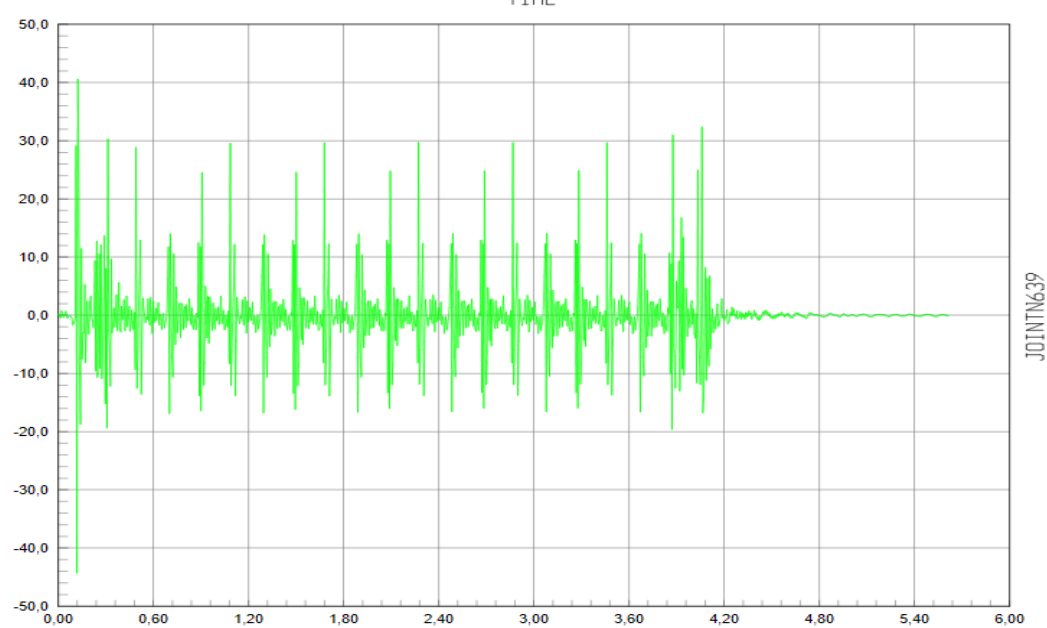
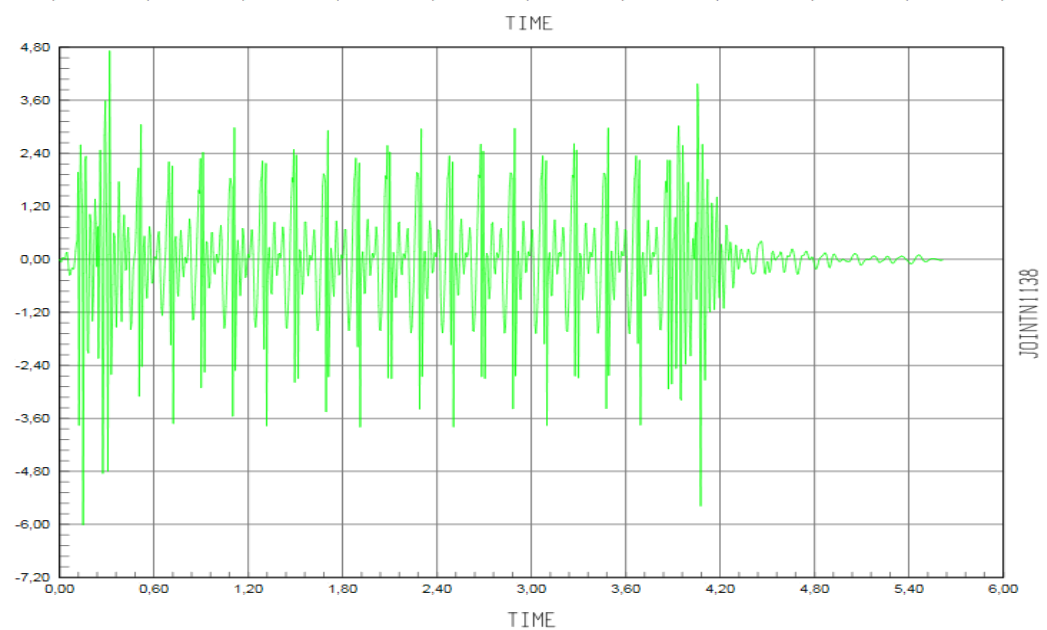
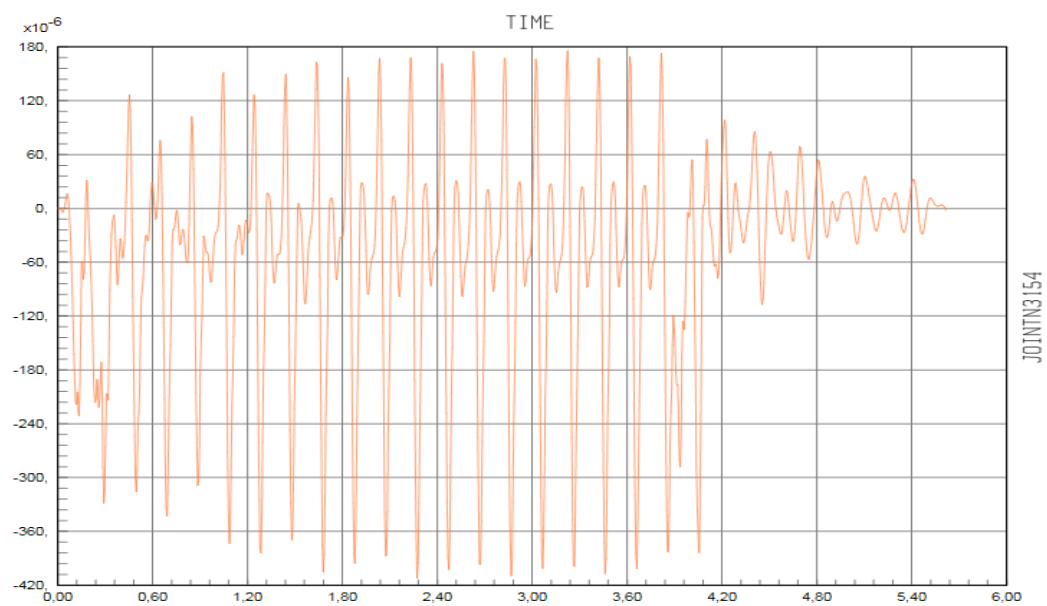
- Luz = 3 metros.



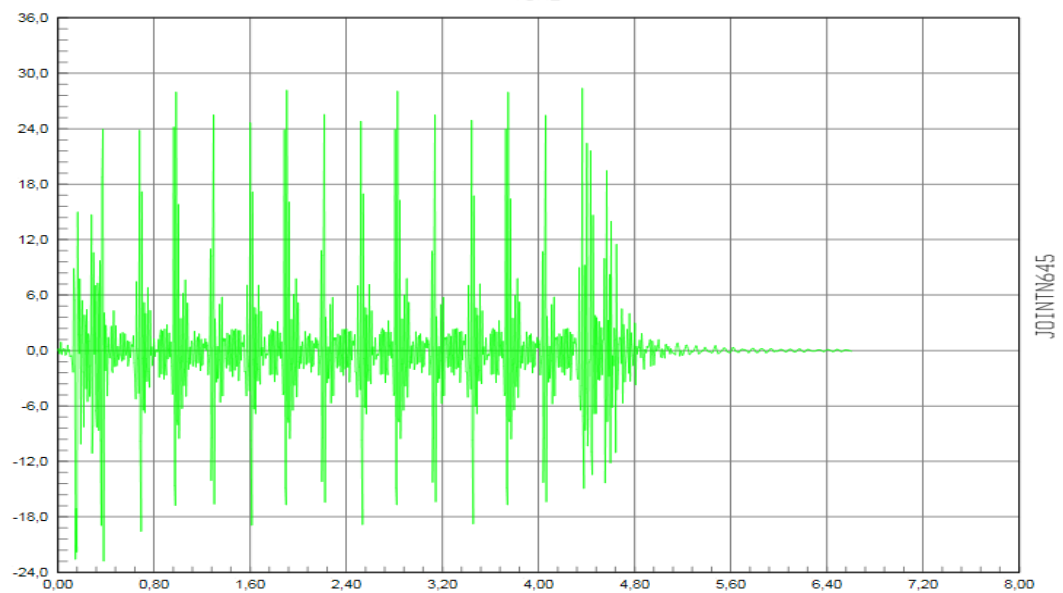
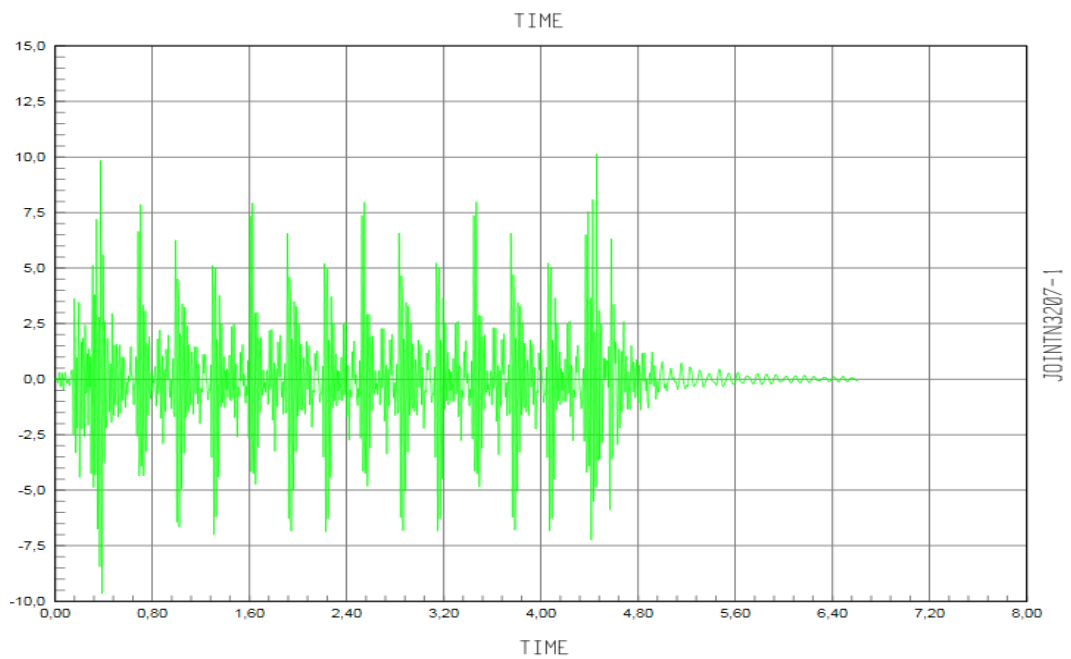
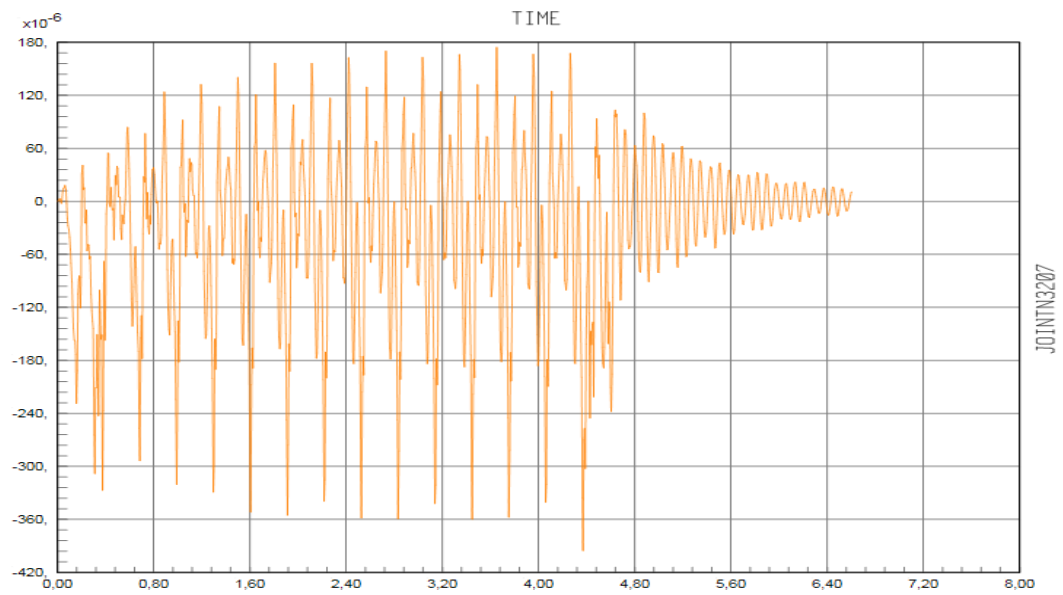
- Luz = 4 metros.



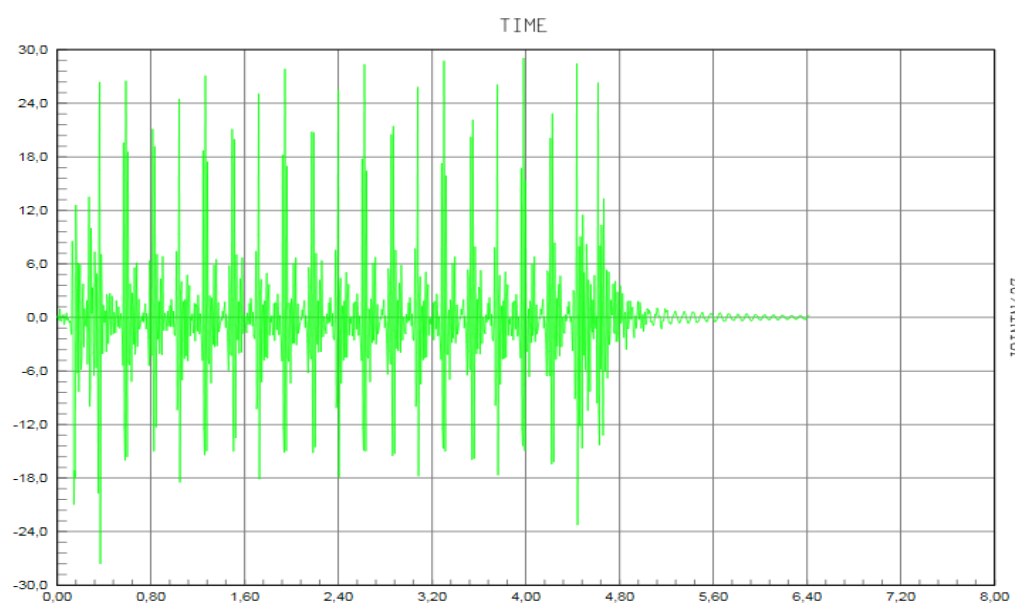
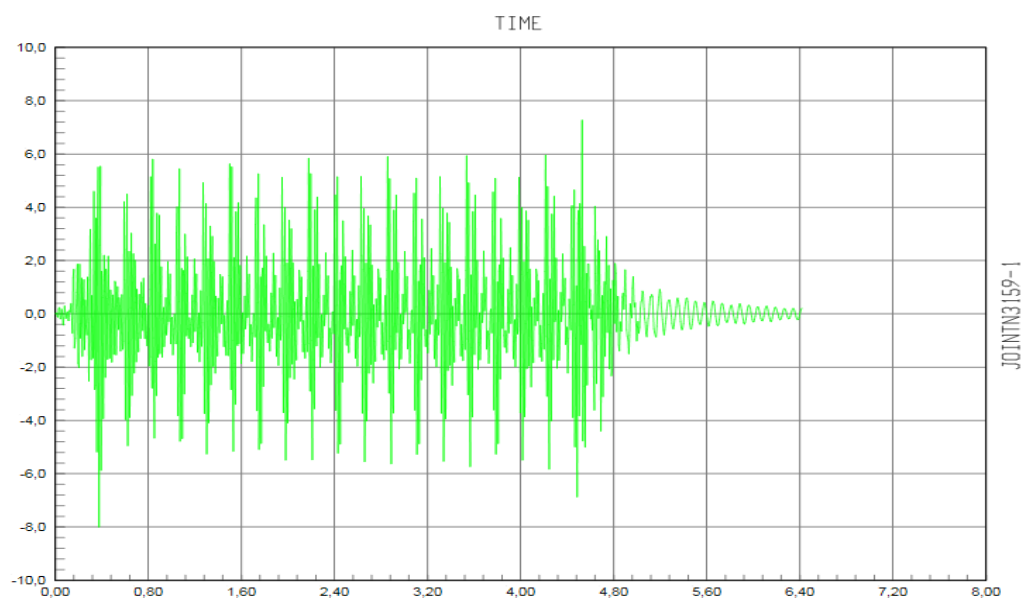
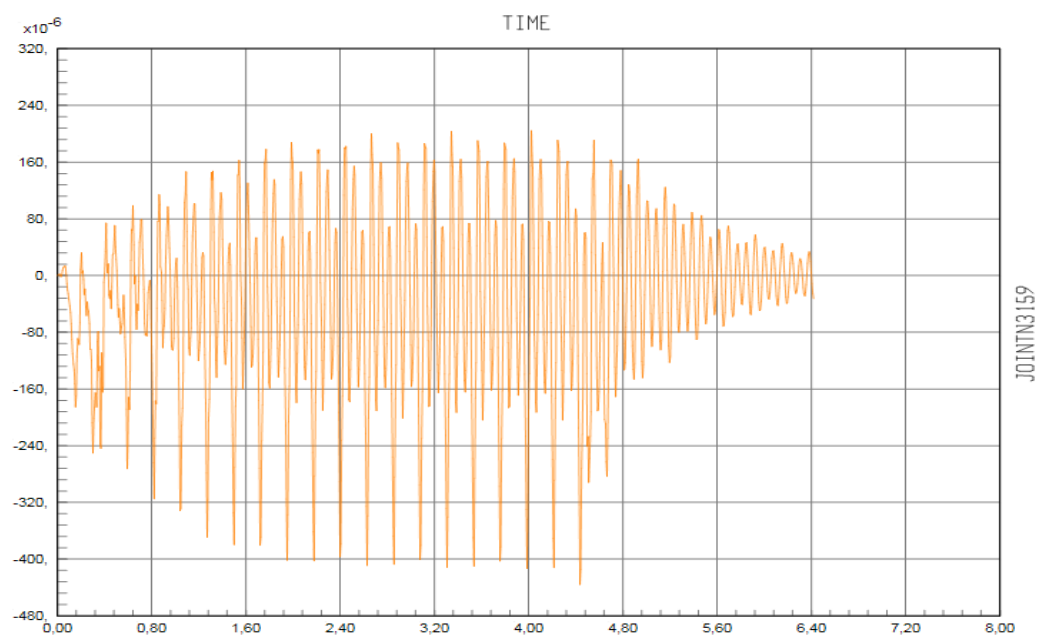
- Luz = 5 metros.



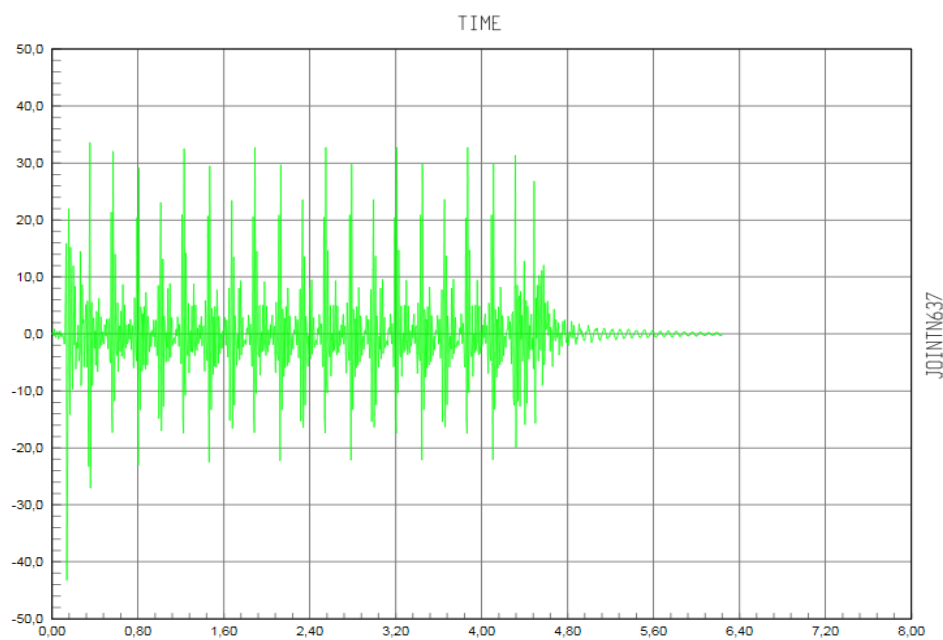
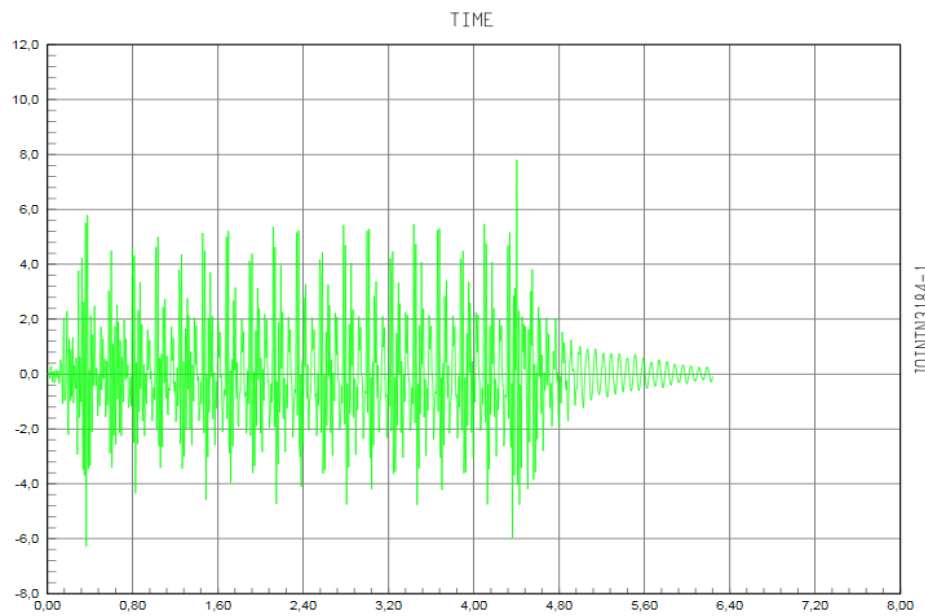
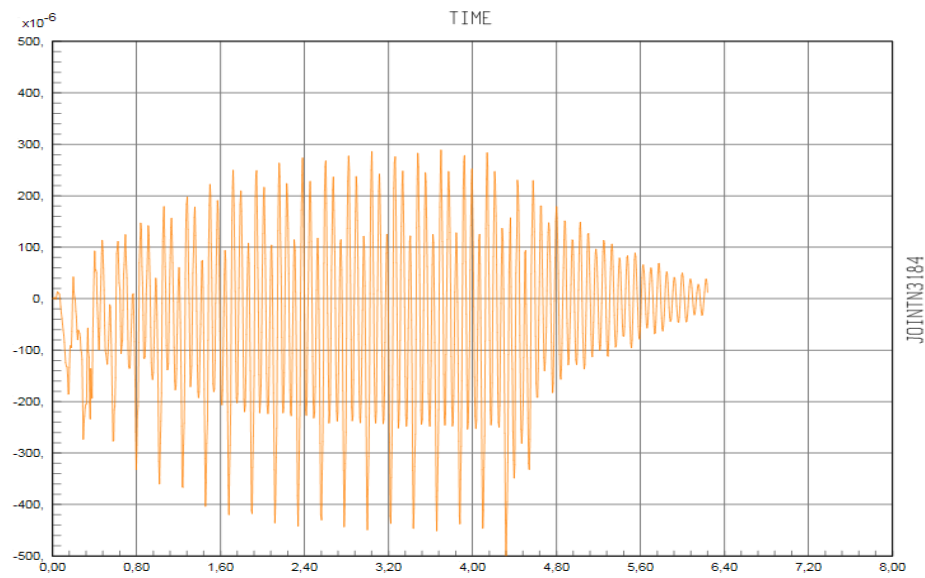
- Luz = 6 metros.



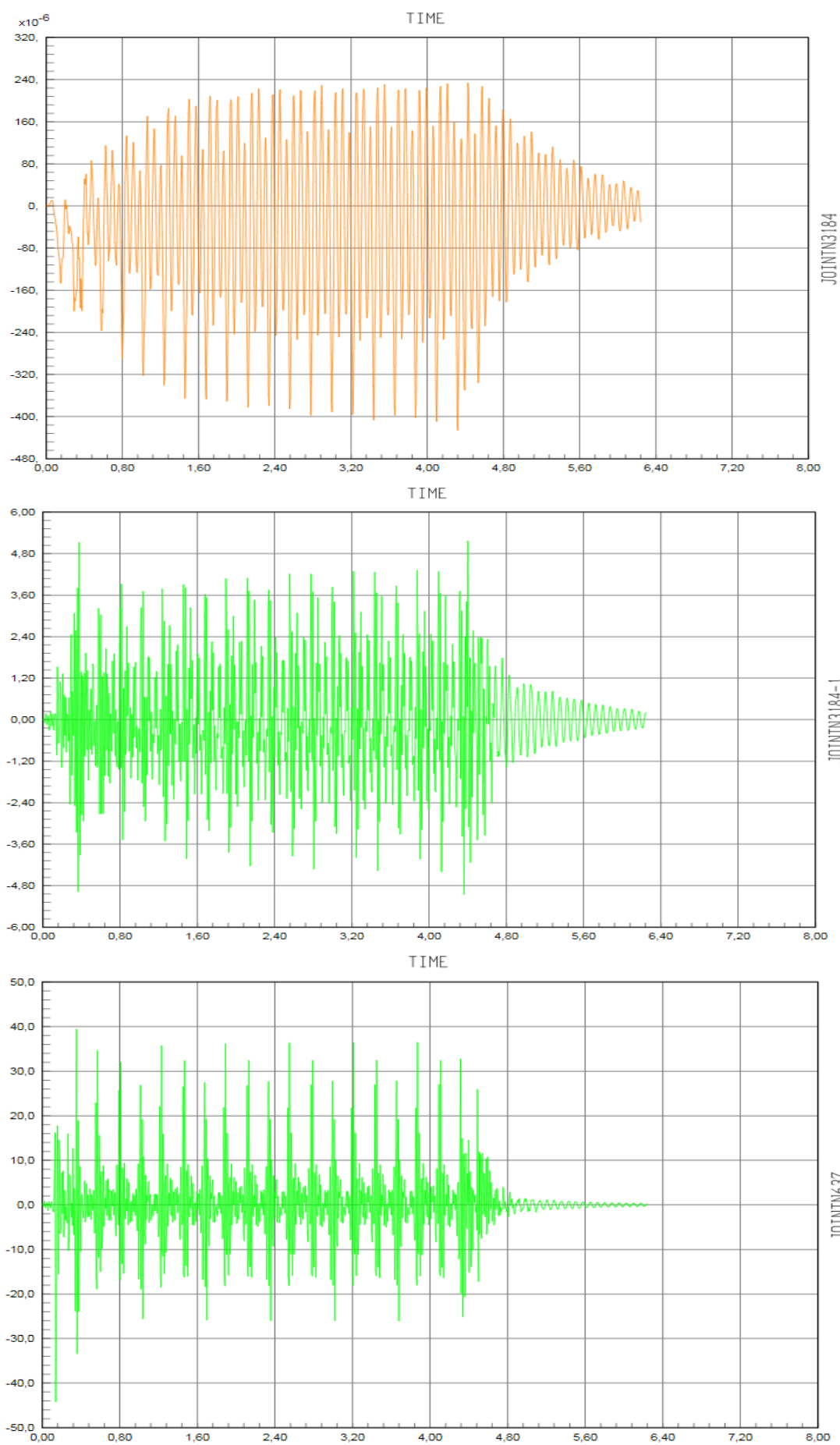
- Luz = 7 metros.



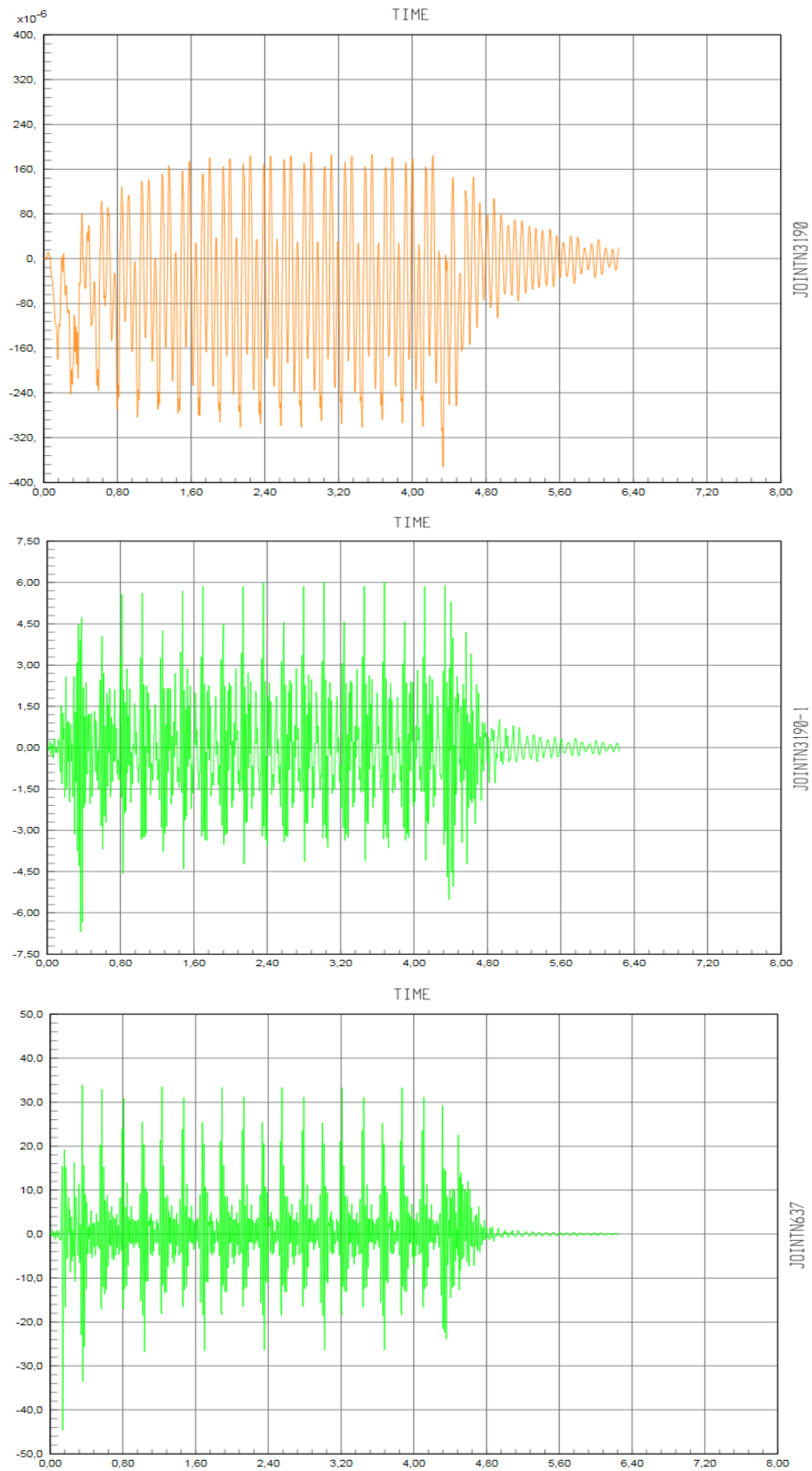
- Luz = 8 metros.



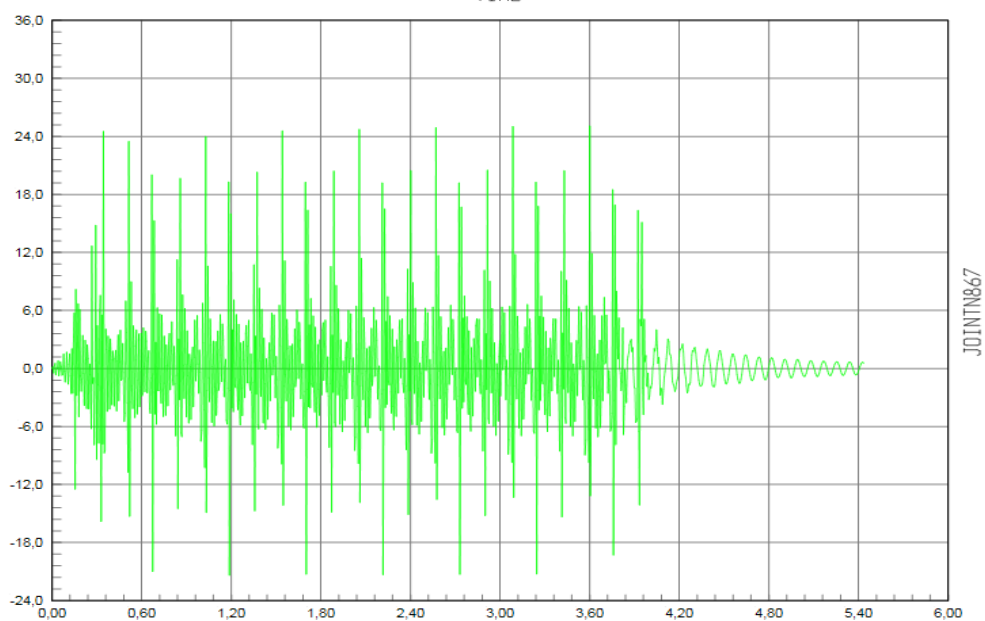
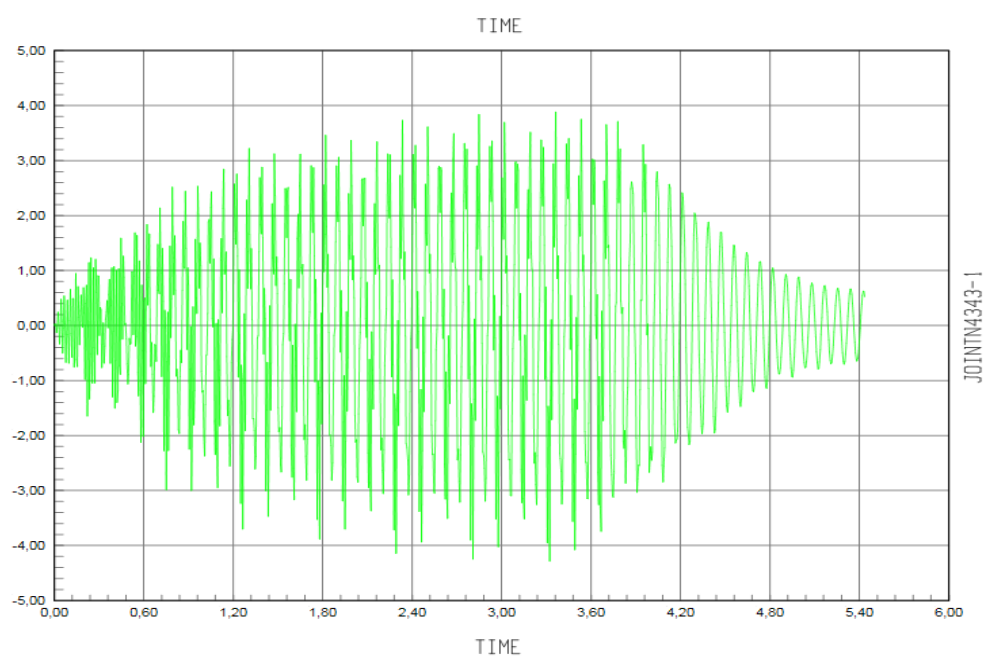
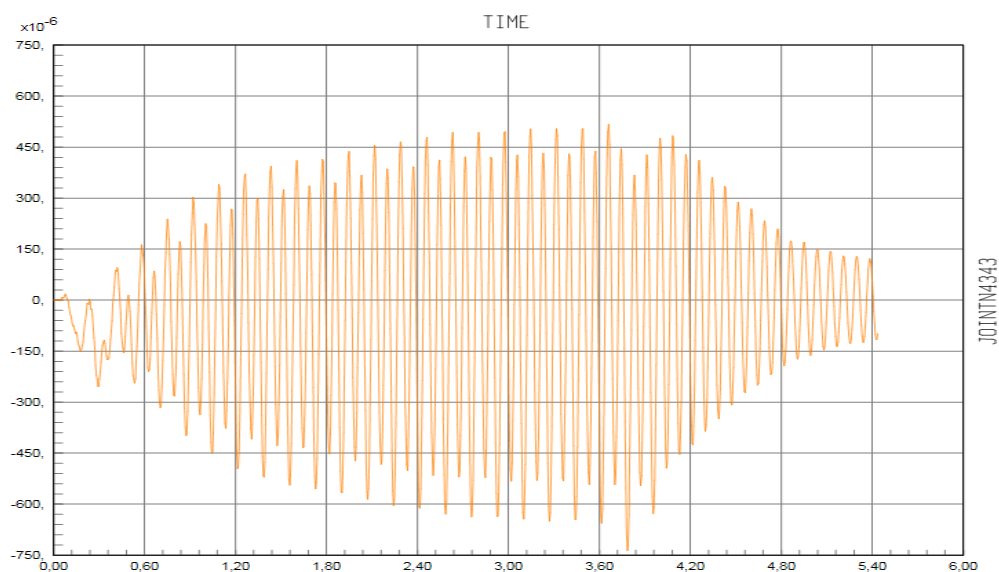
- Luz = 9 metros.



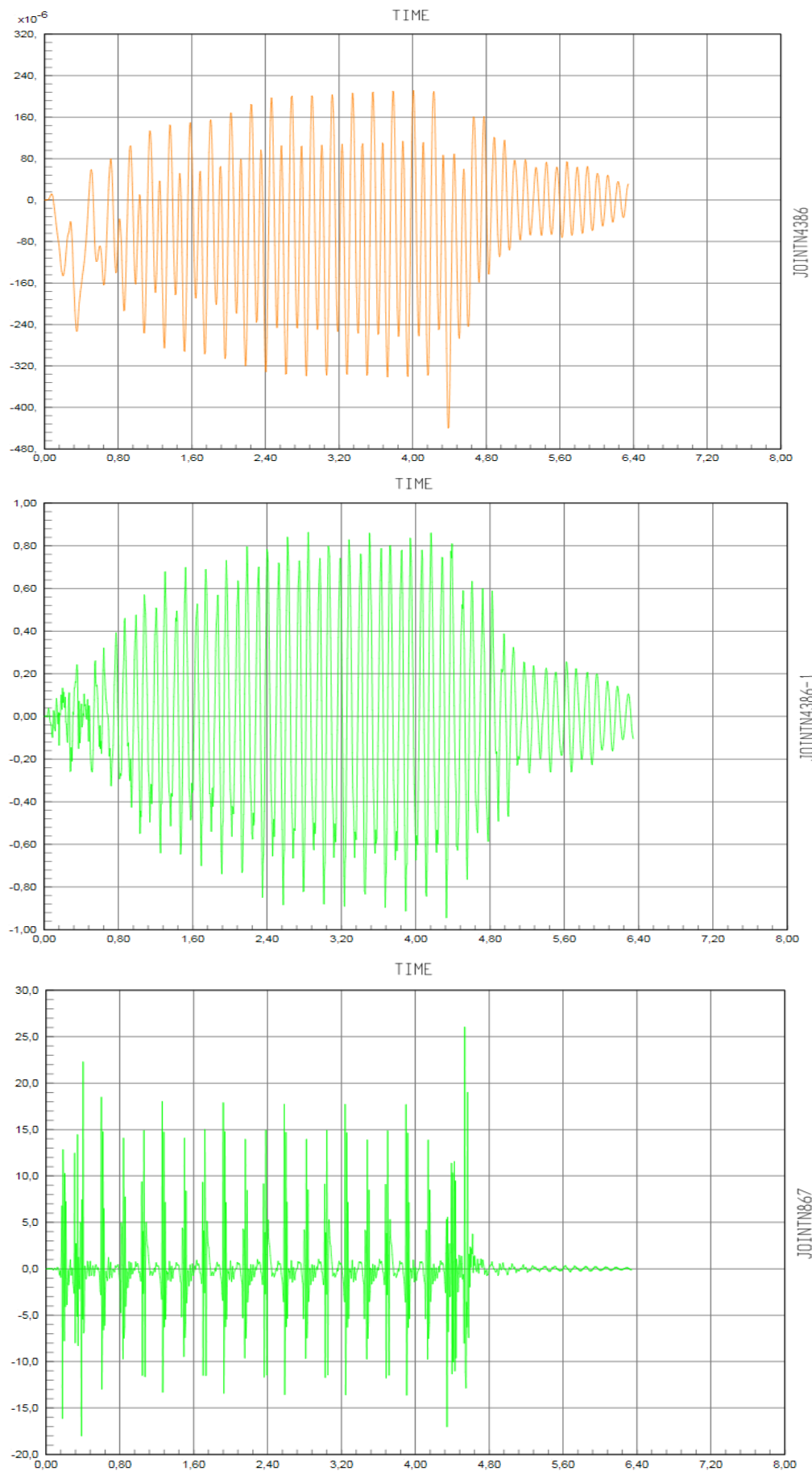
- Luz = 10 metros.



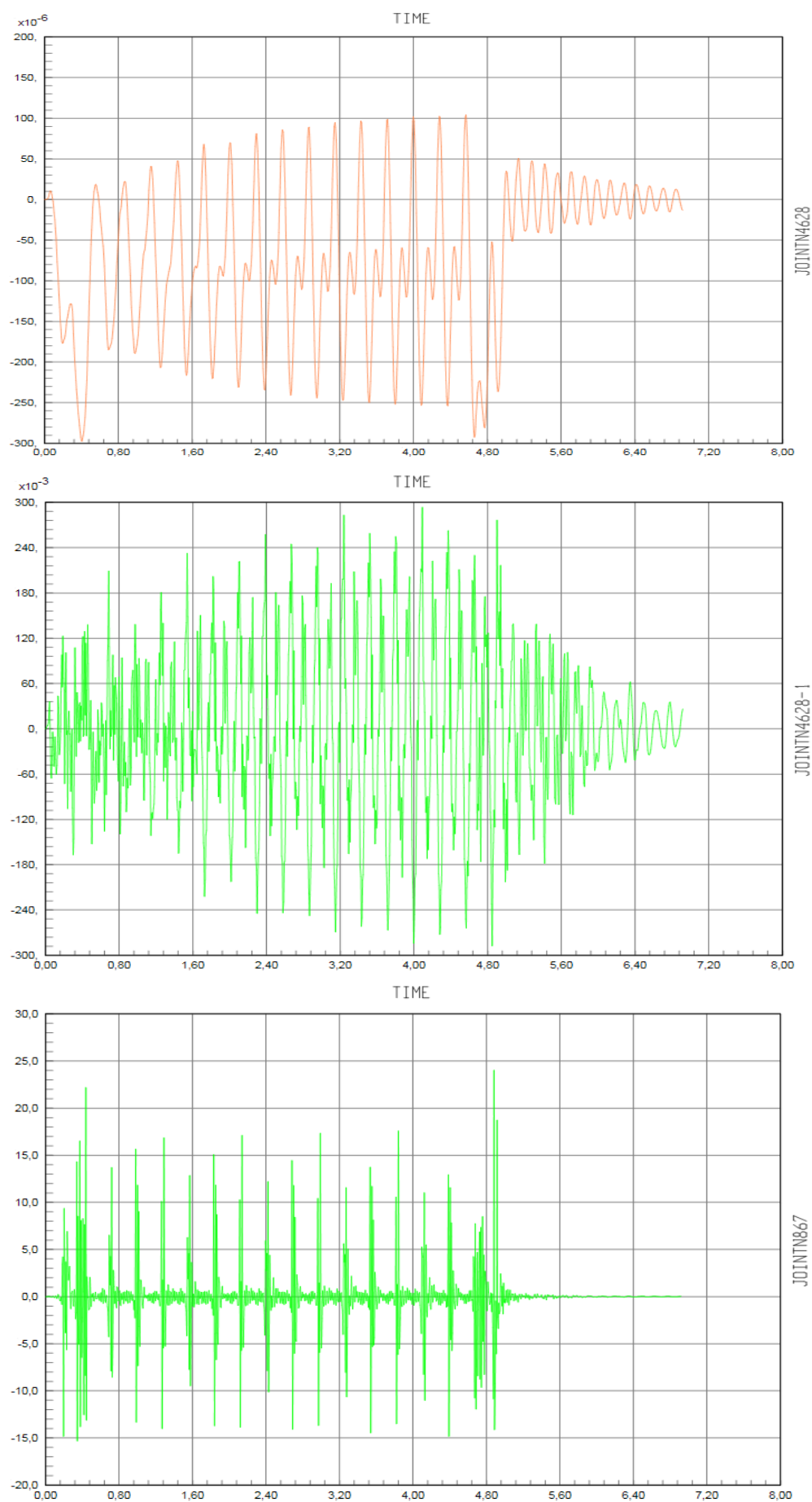
- Luz = 12 metros.



- Luz = 15 metros.

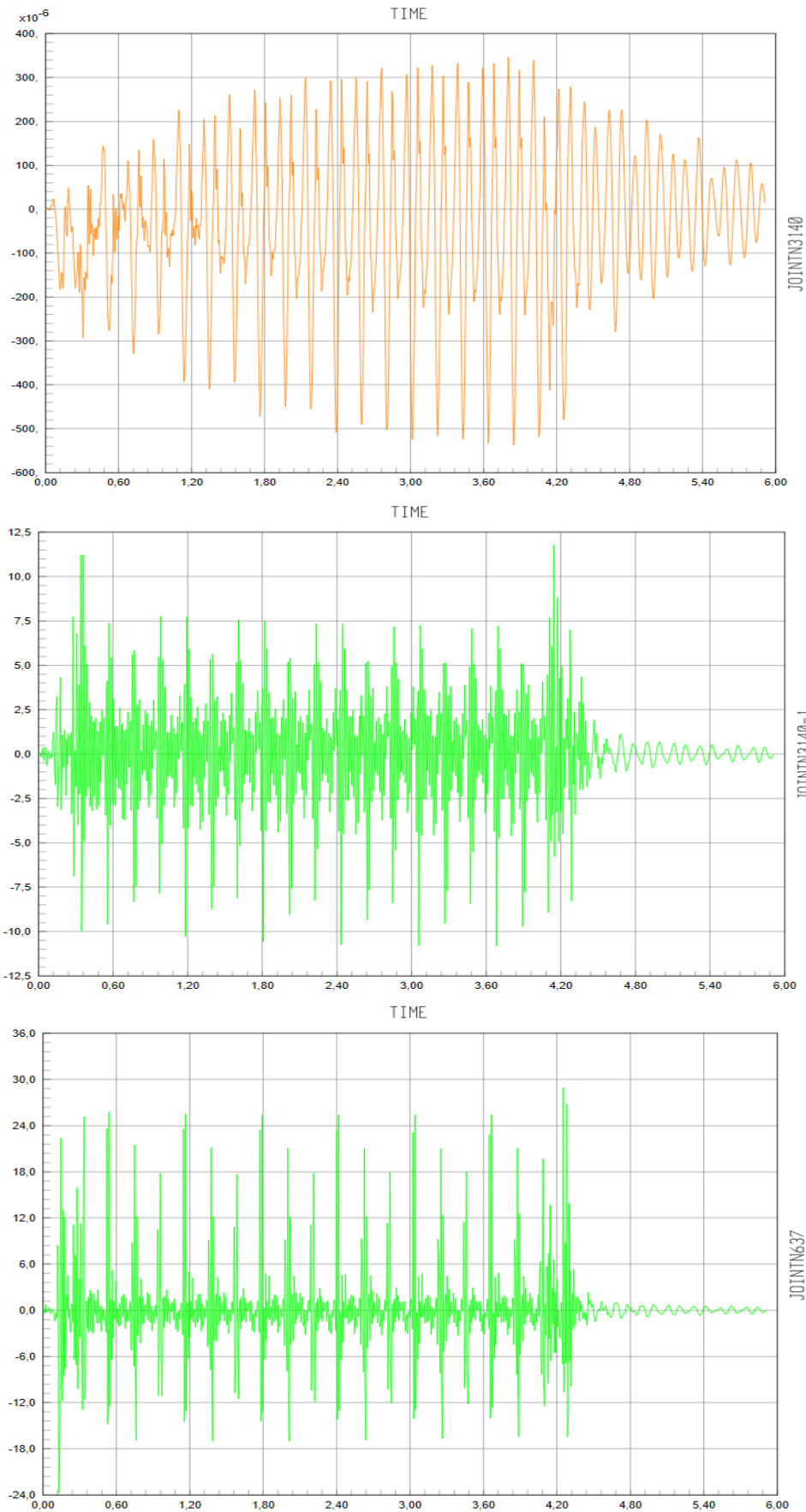


- Luz = 20 metros.

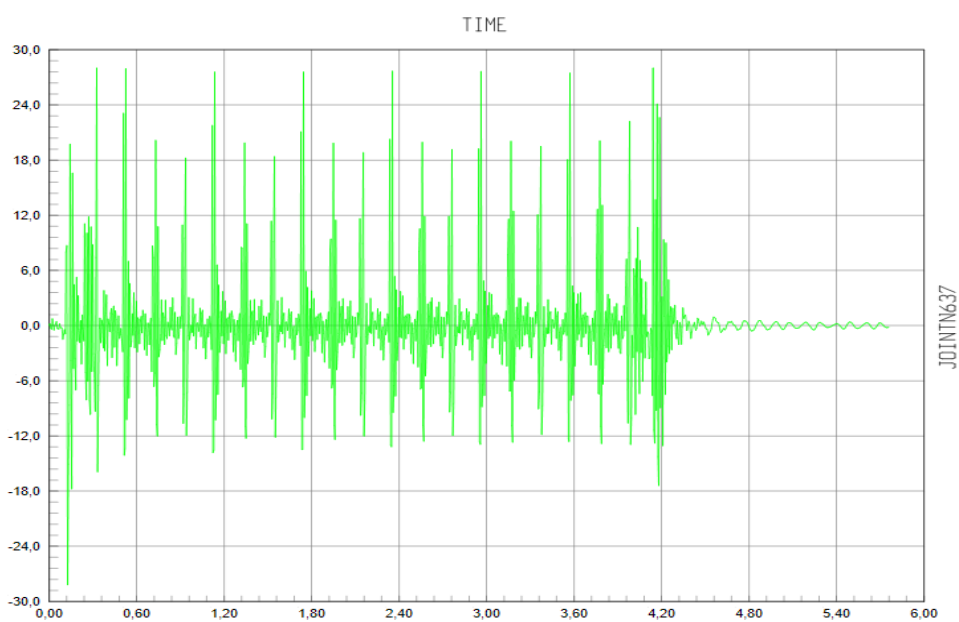
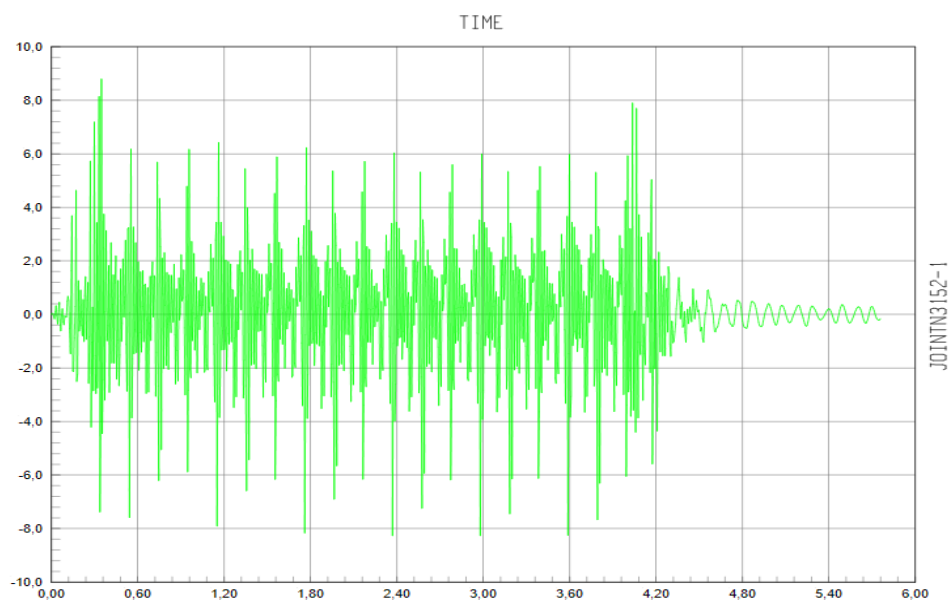
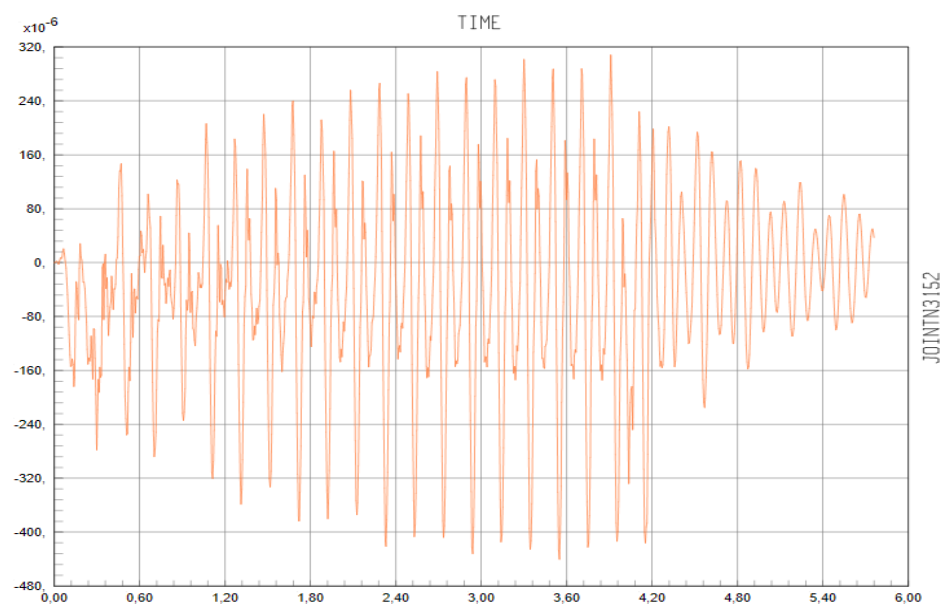


C.3. Terreno tipo III.

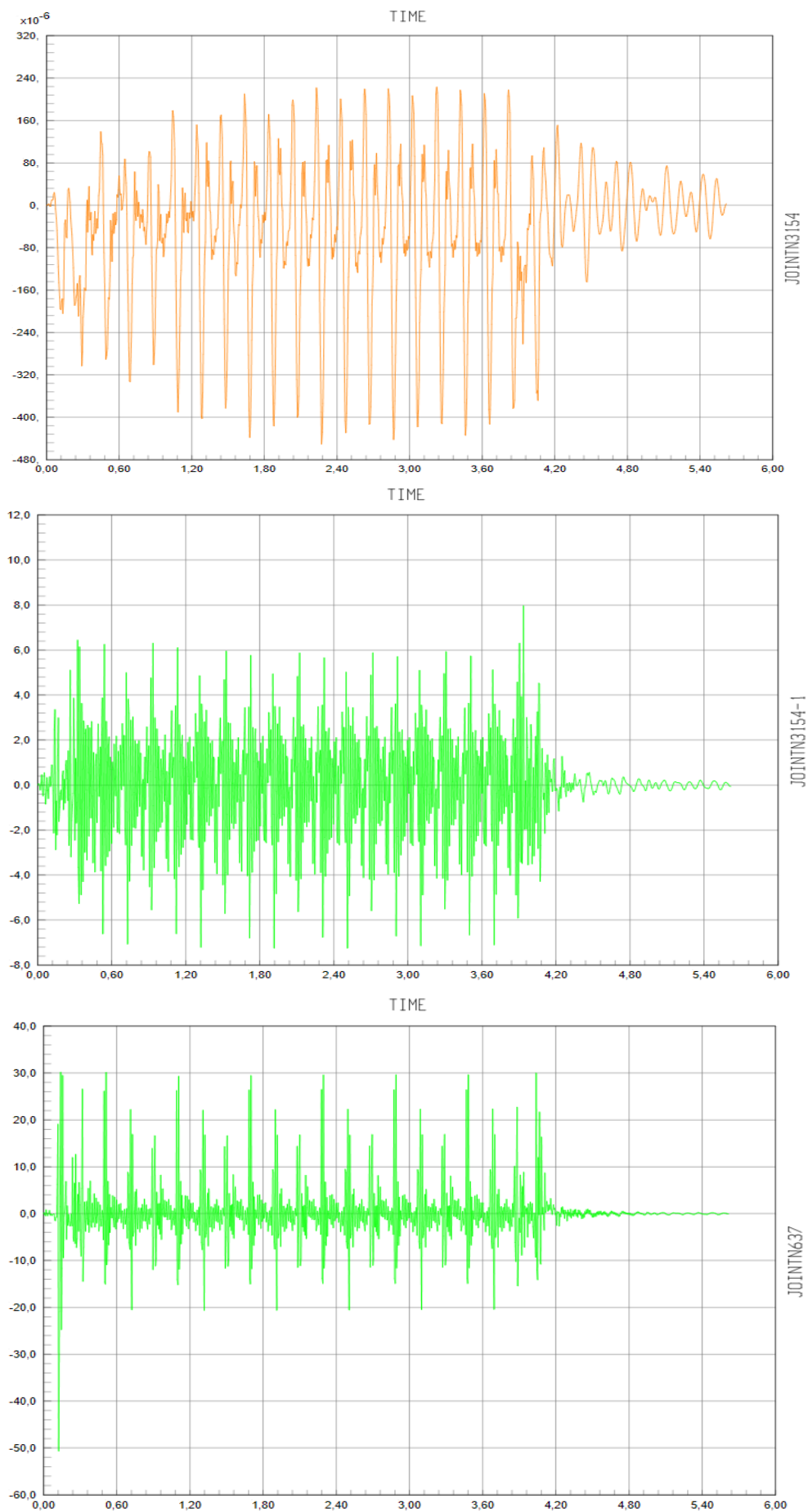
- Luz = 3 metros.



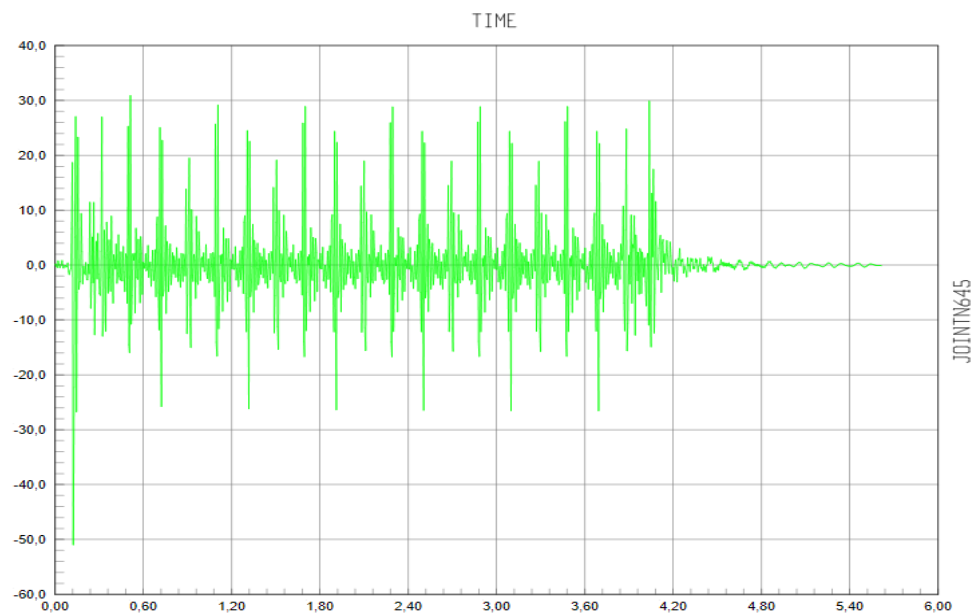
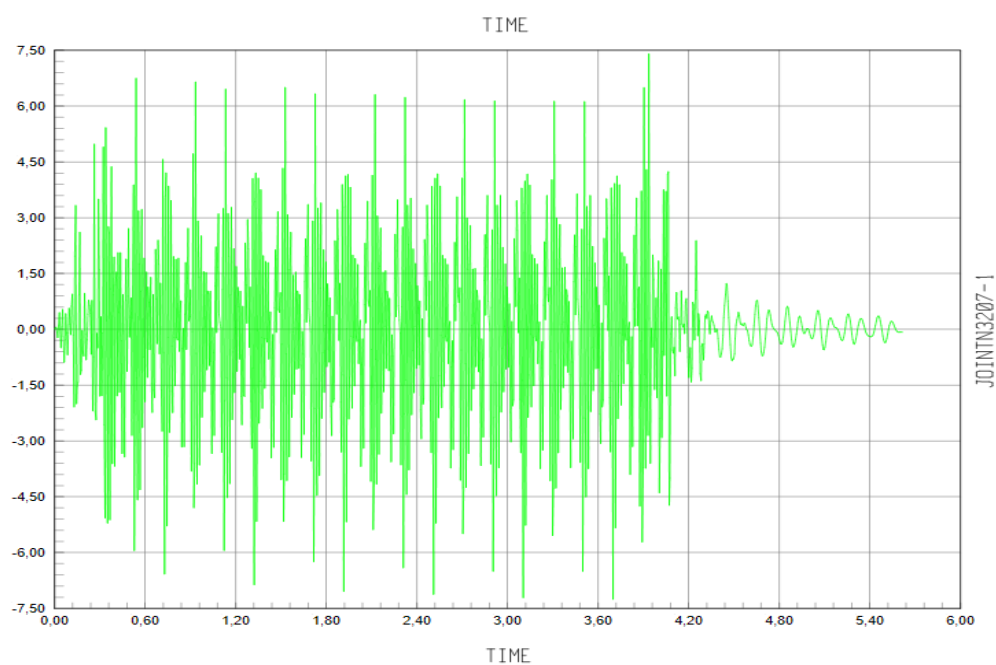
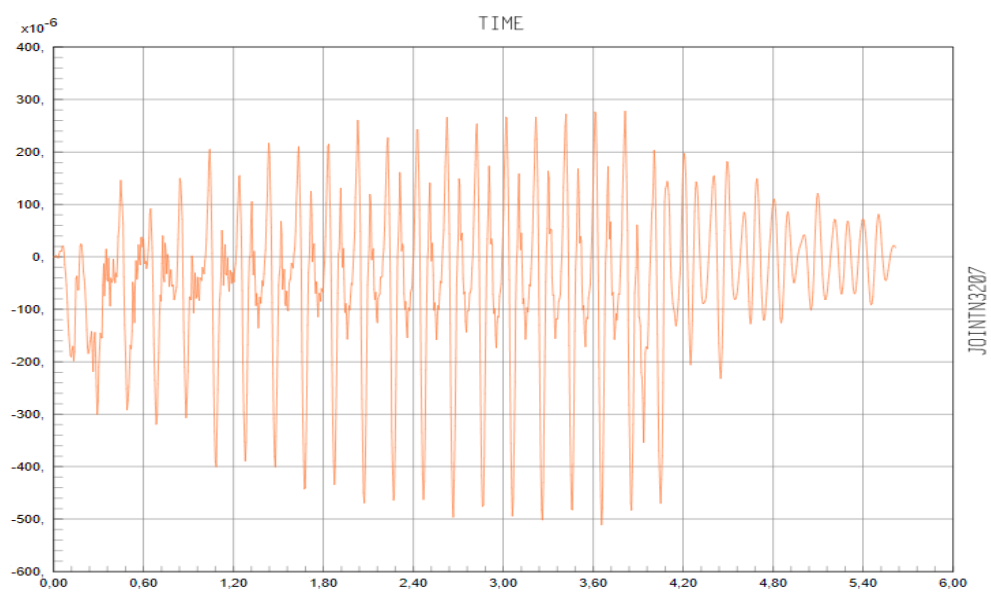
- Luz = 4 metros.



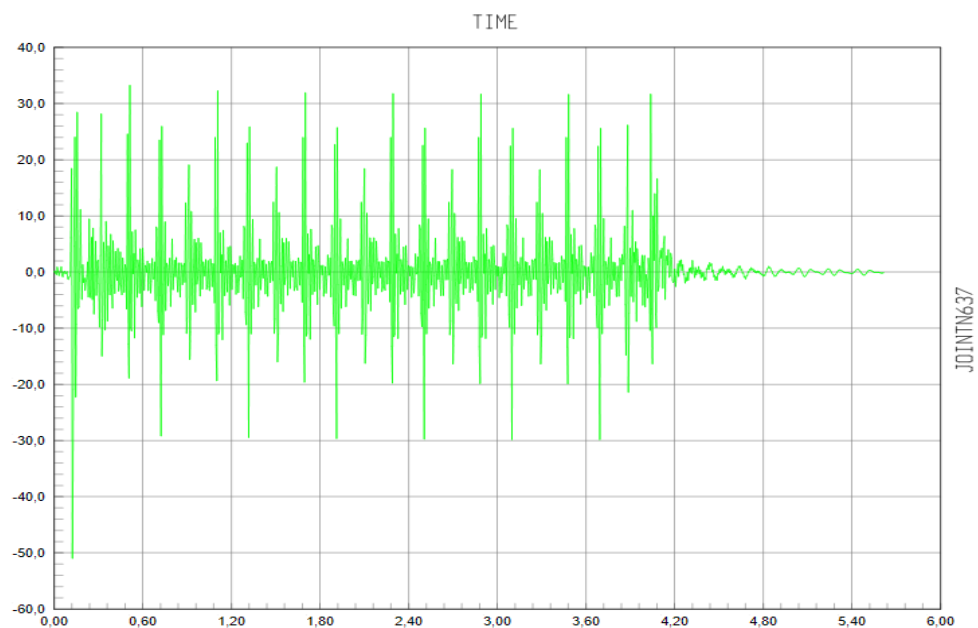
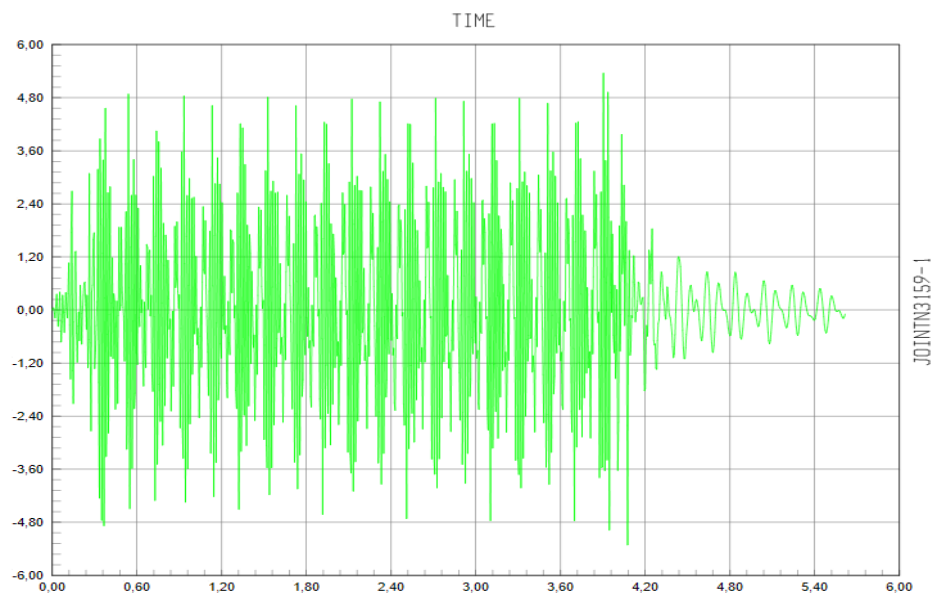
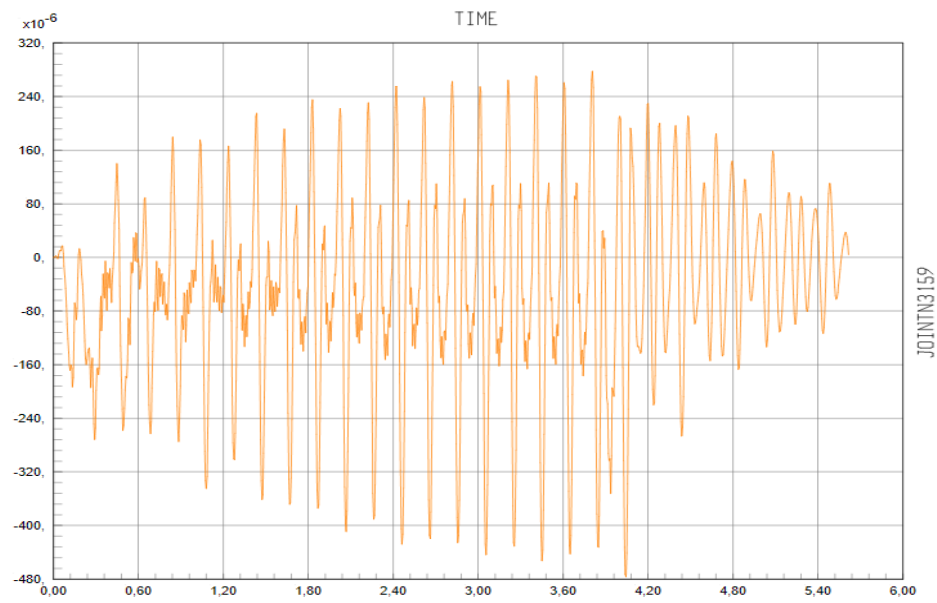
- Luz = 5 metros.



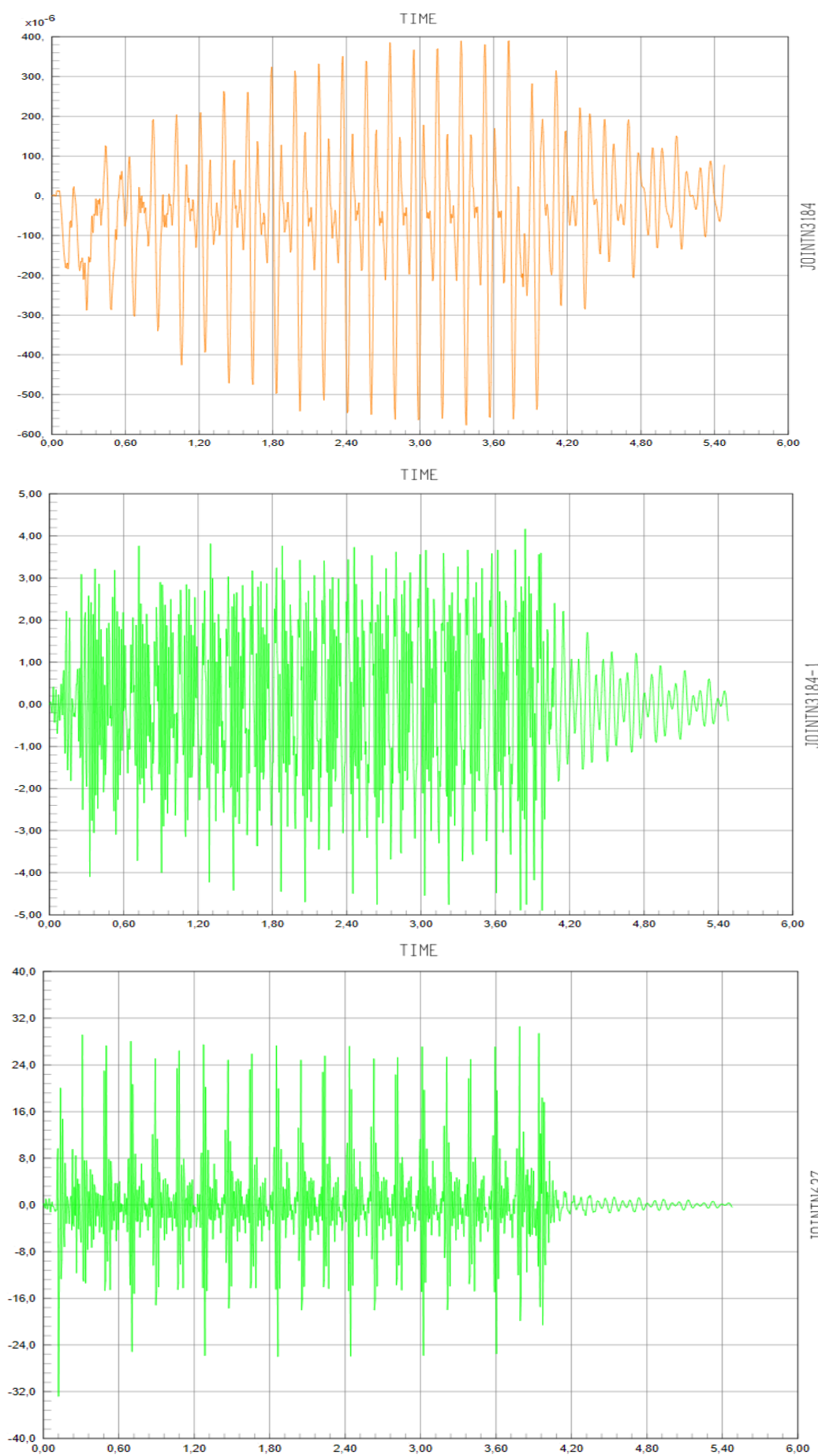
- Luz = 6 metros.



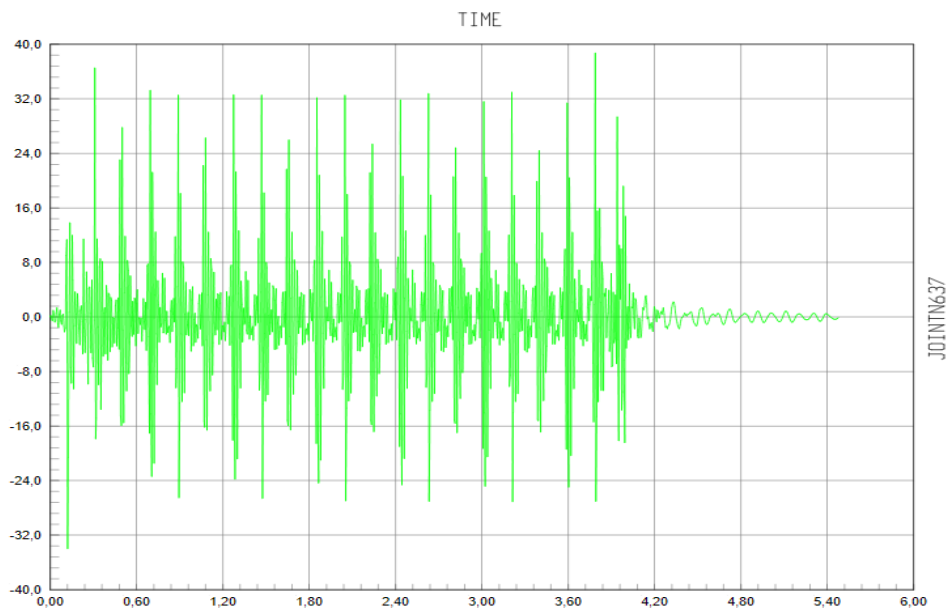
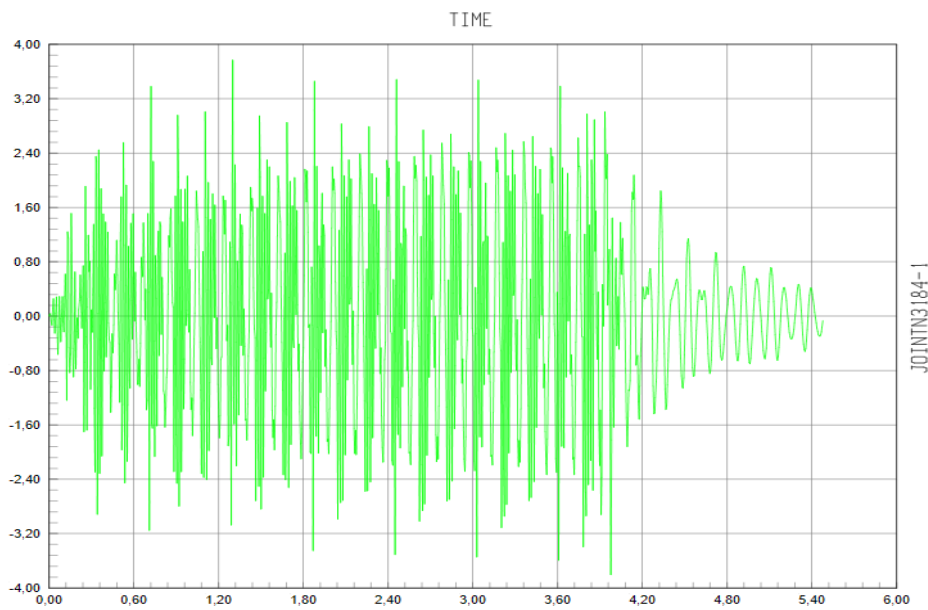
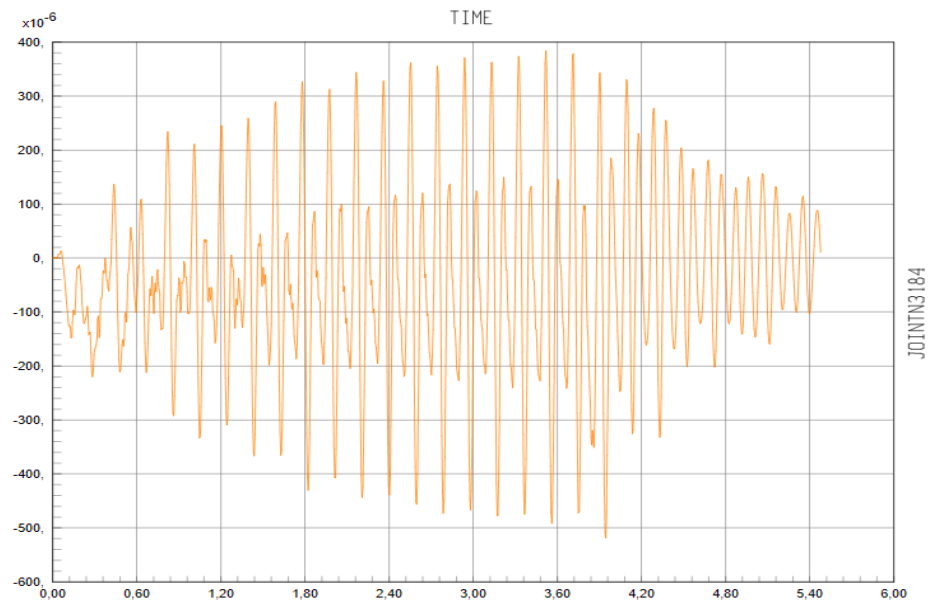
- Luz = 7 metros.



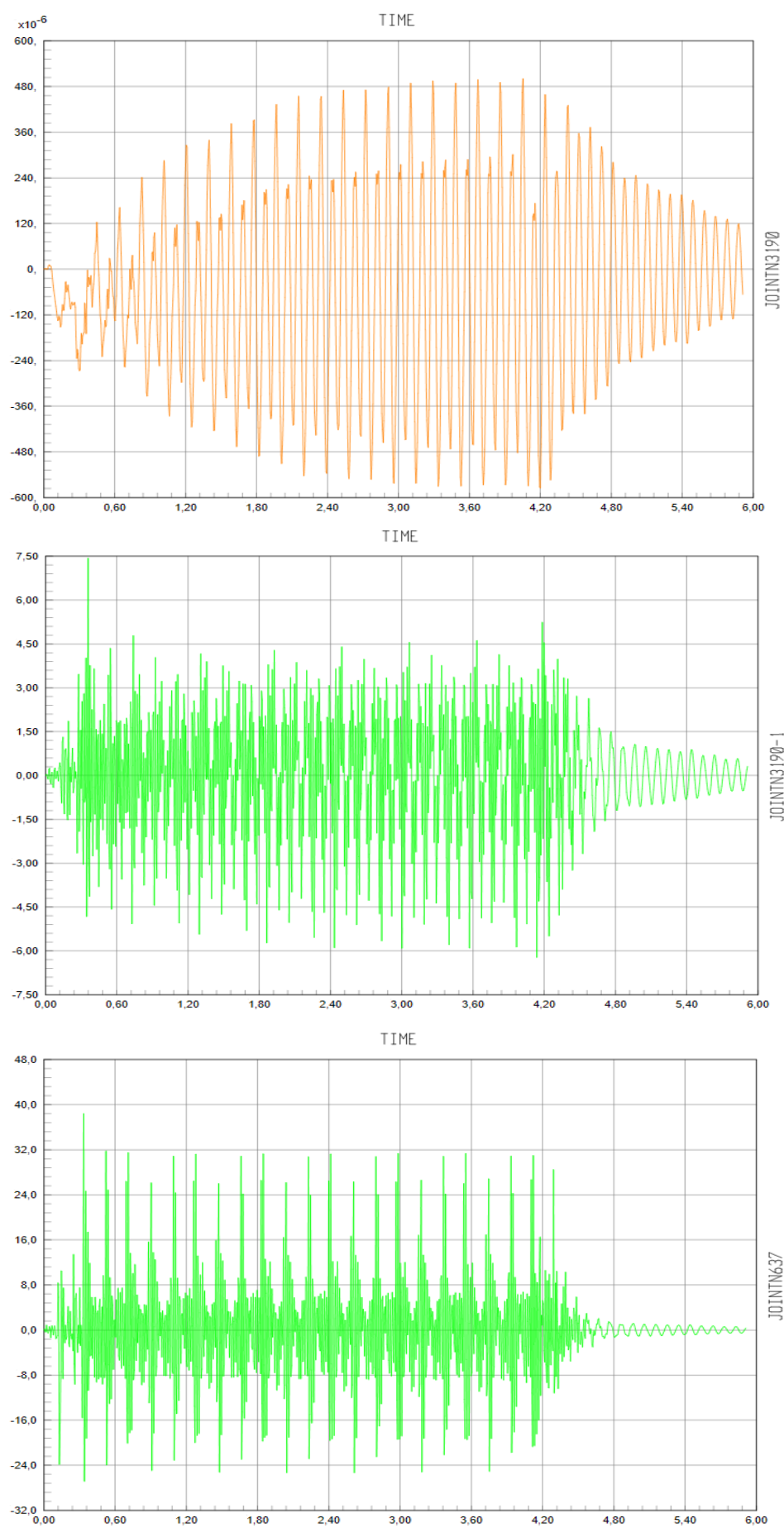
- Luz = 8 metros.



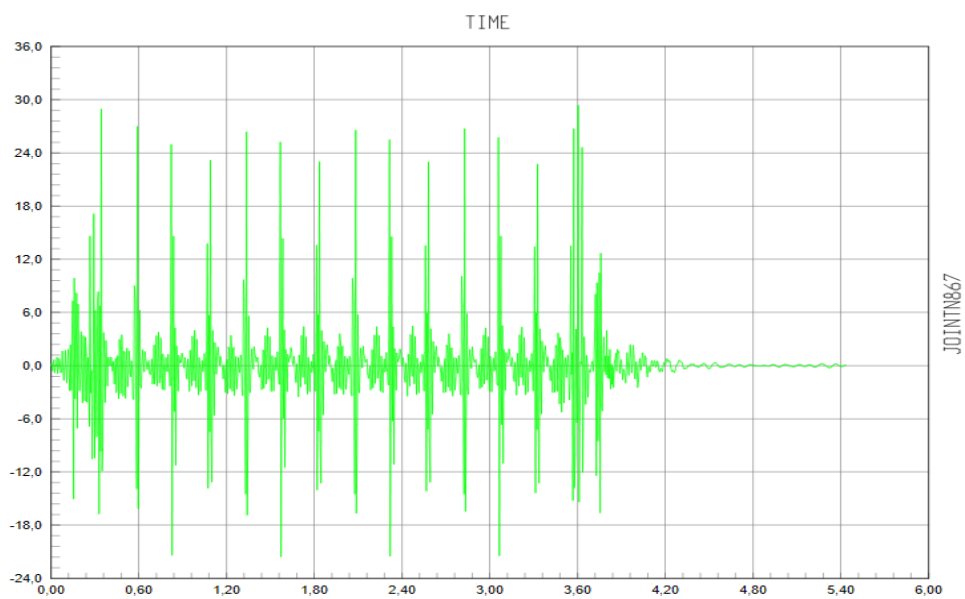
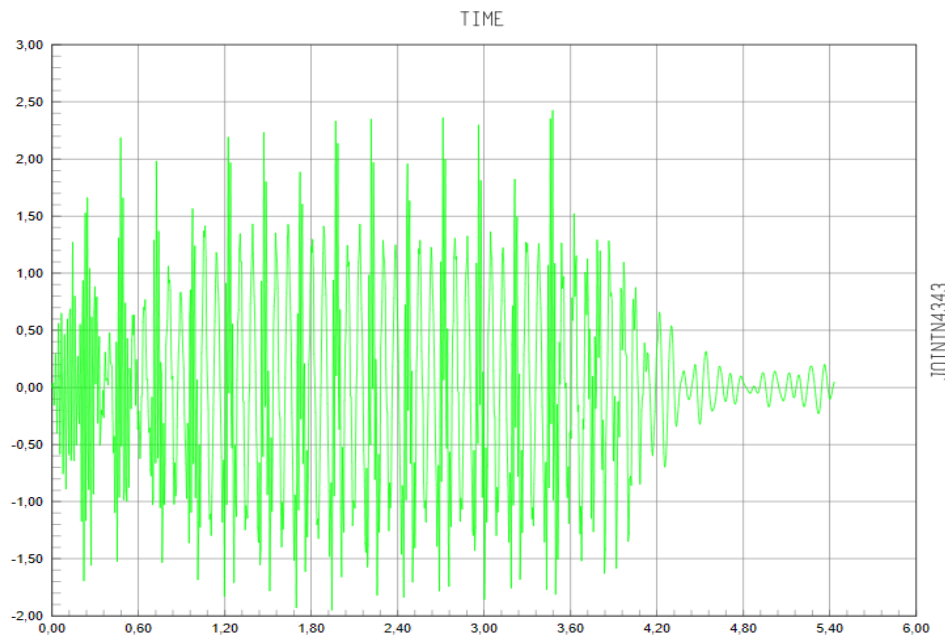
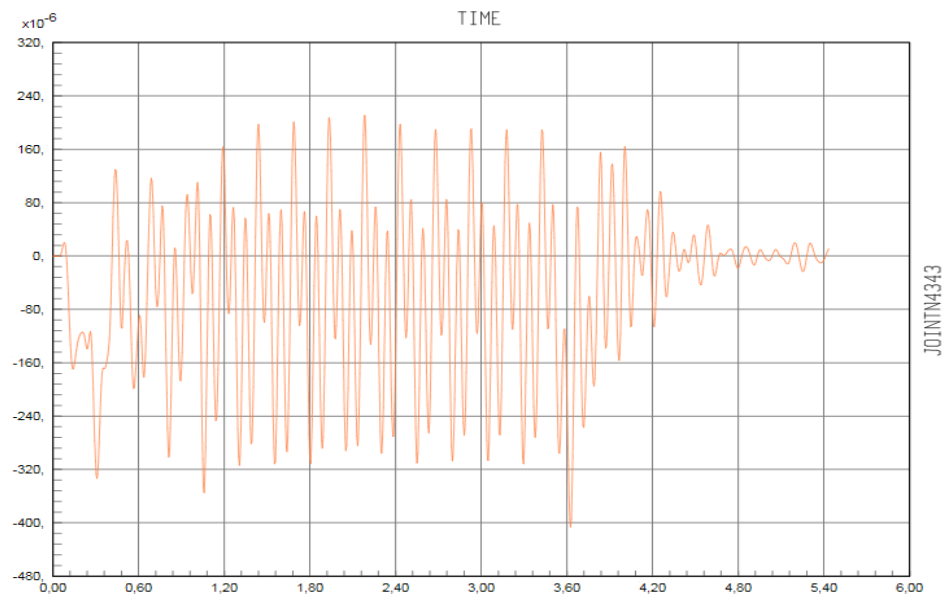
- Luz = 9 metros.



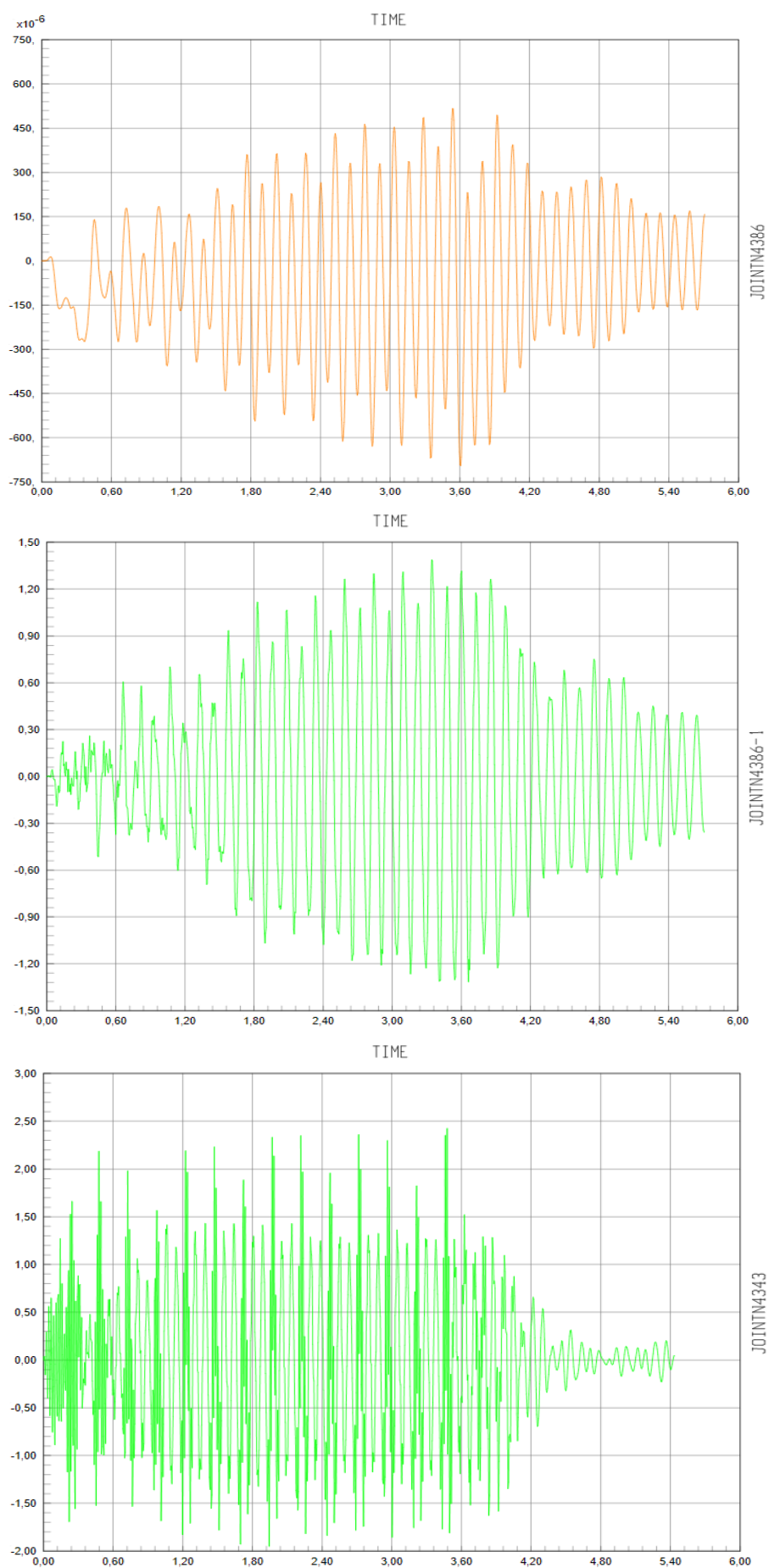
- Luz = 10 metros.



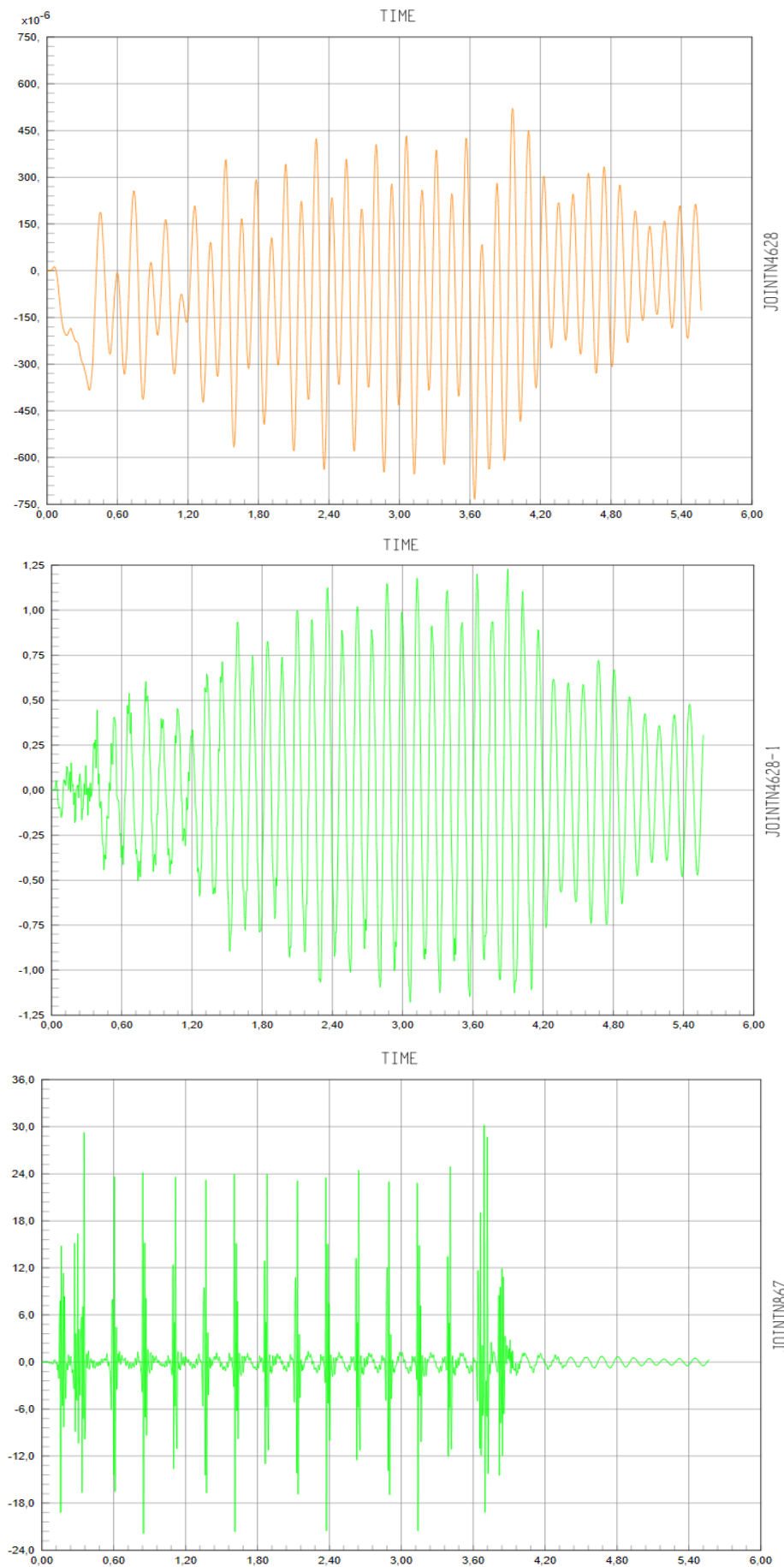
- Luz = 12 metros.



- Luz = 15 metros.

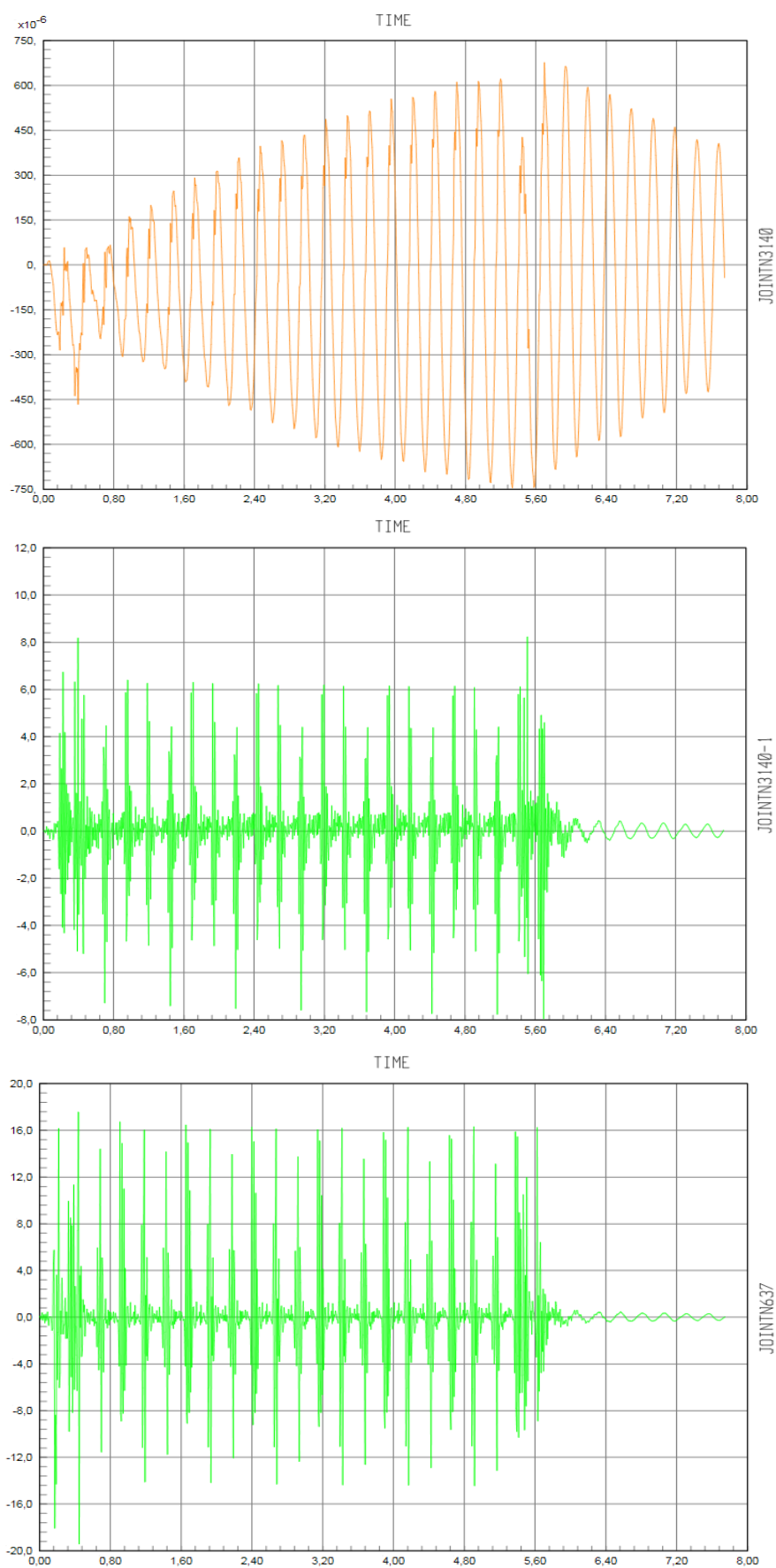


- Luz = 20 metros.

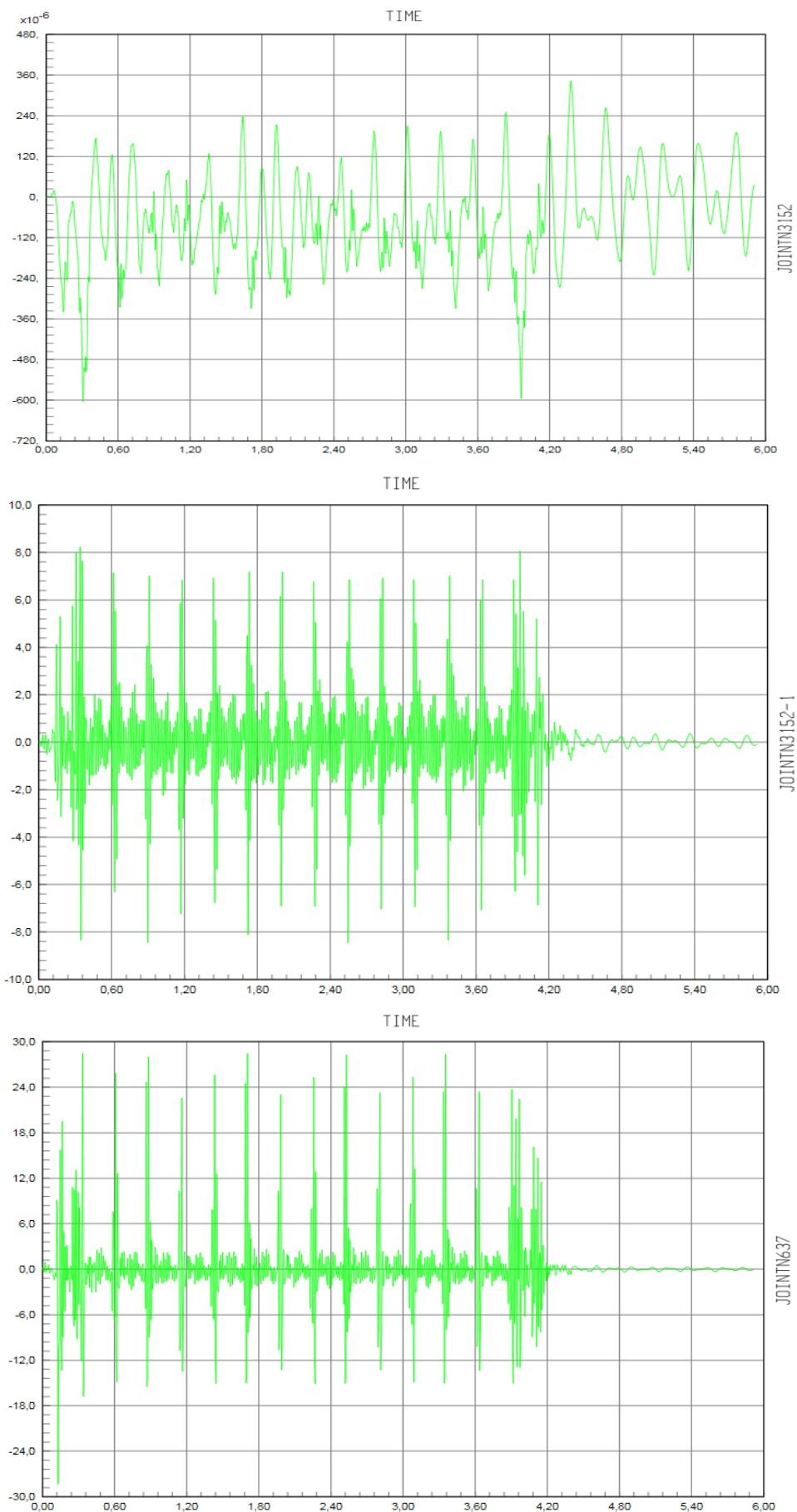


C.4. Terreno tipo IV.

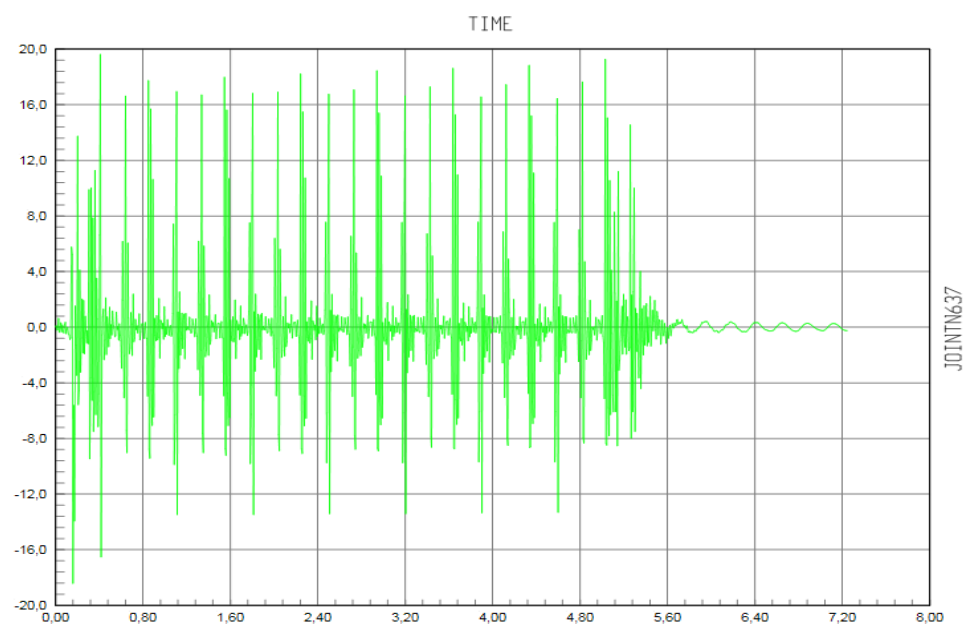
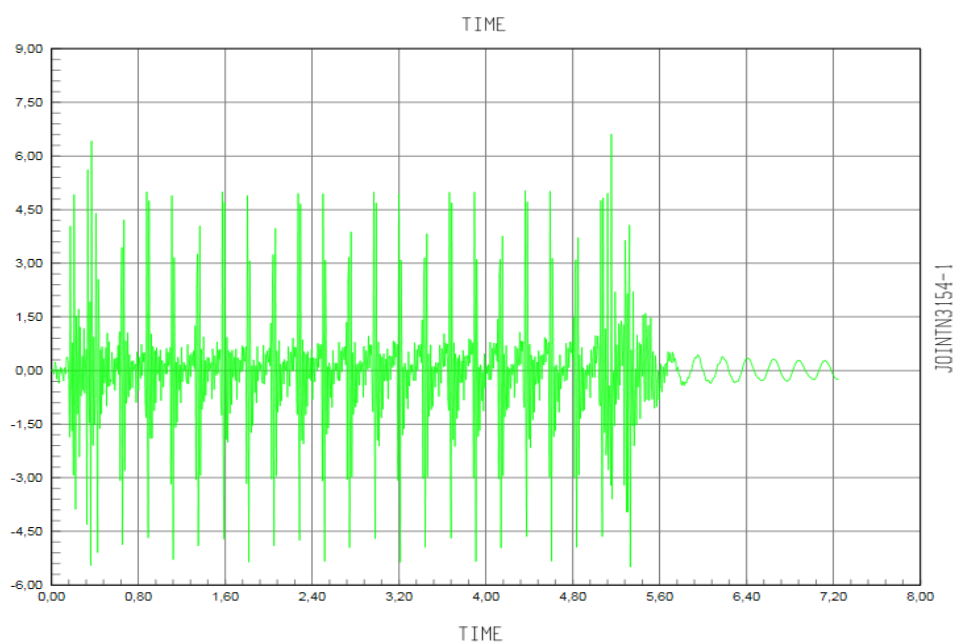
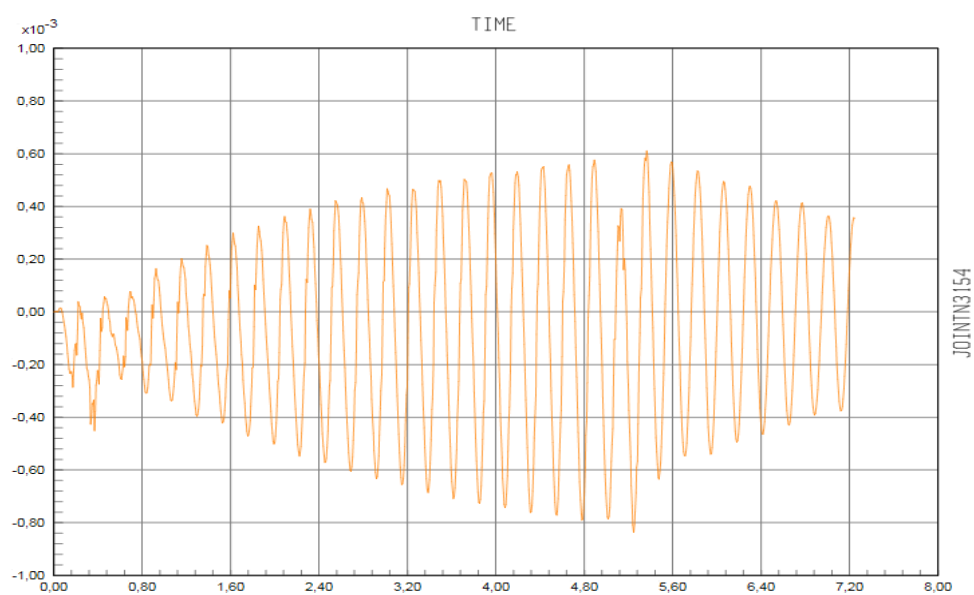
- Luz = 3 metros.



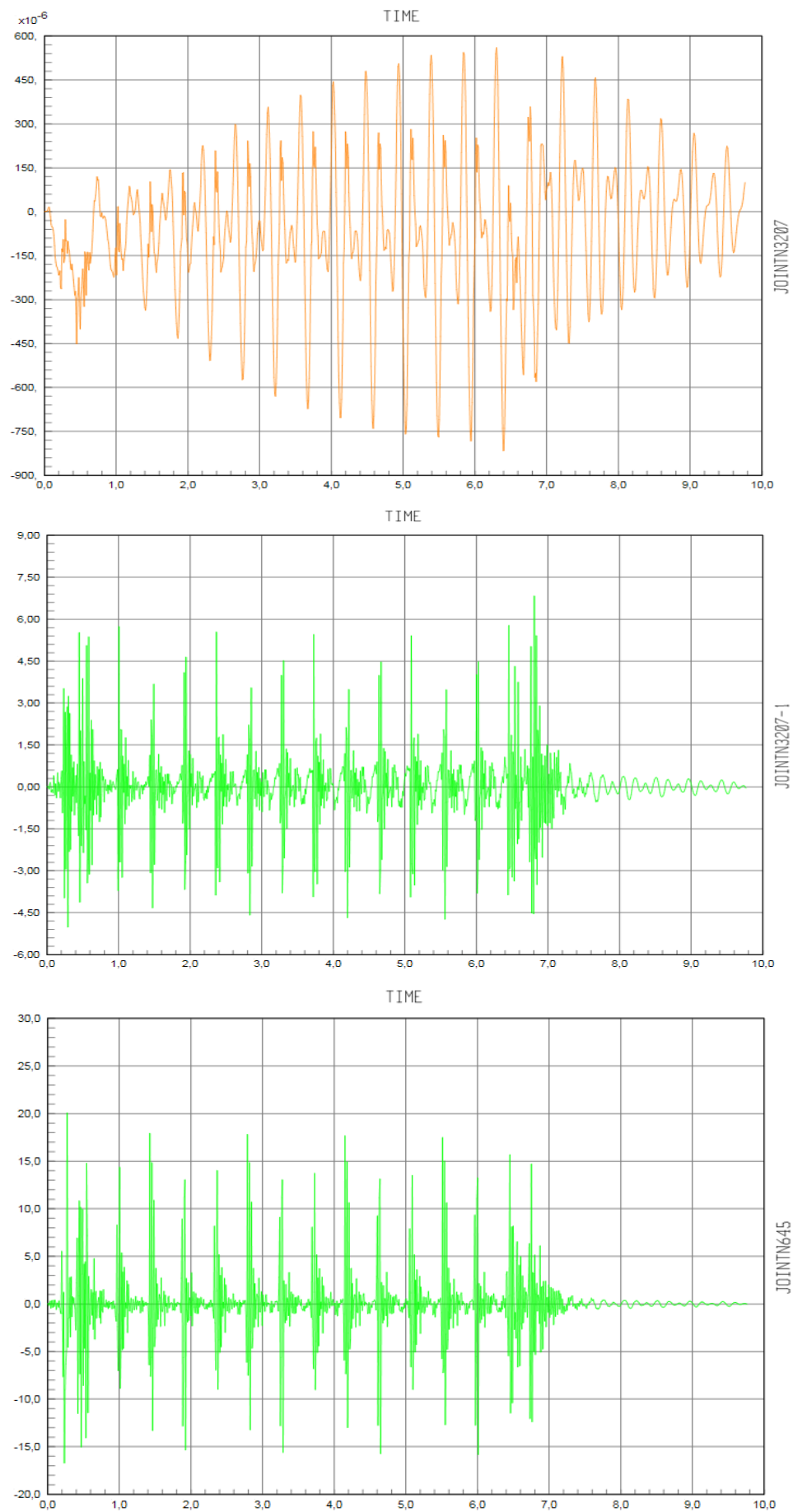
- Luz = 4 metros.



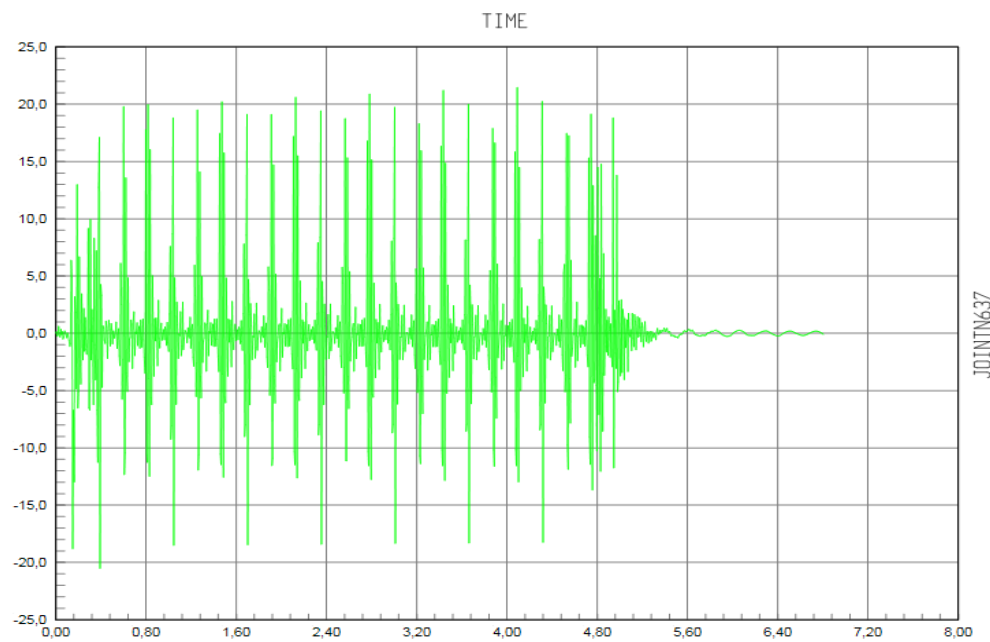
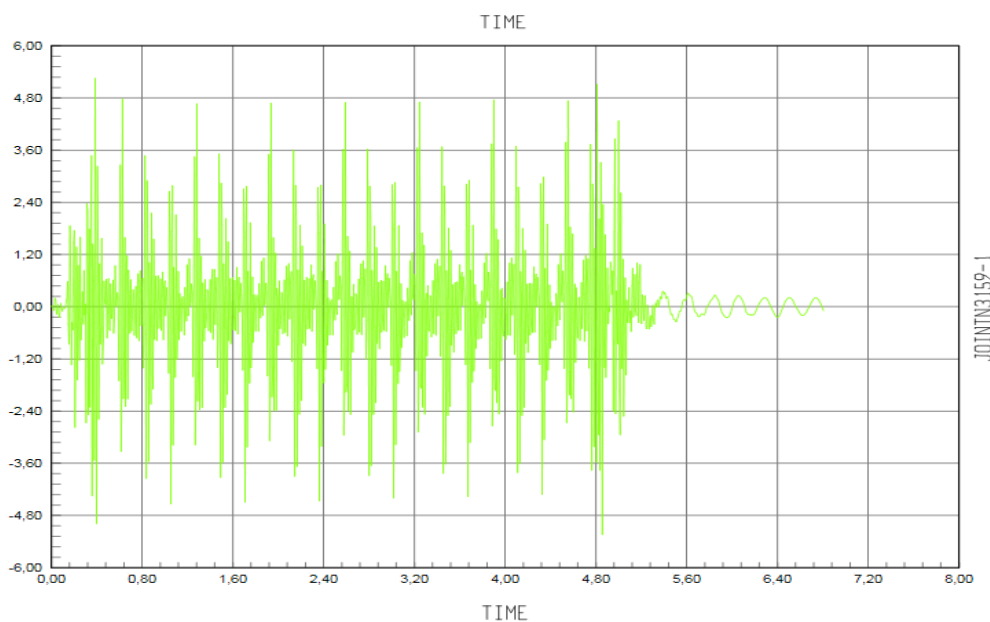
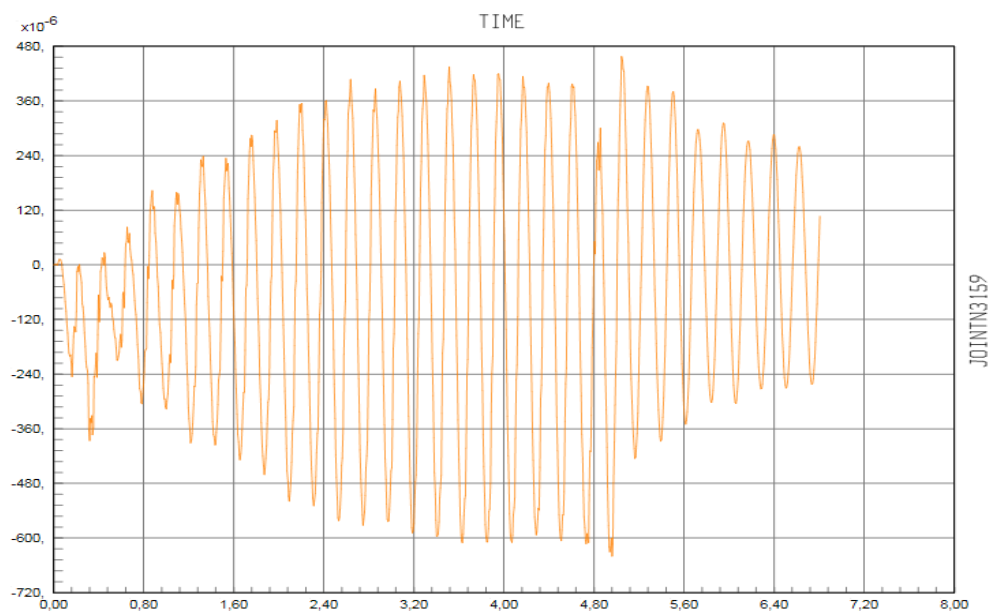
- Luz = 5 metros.



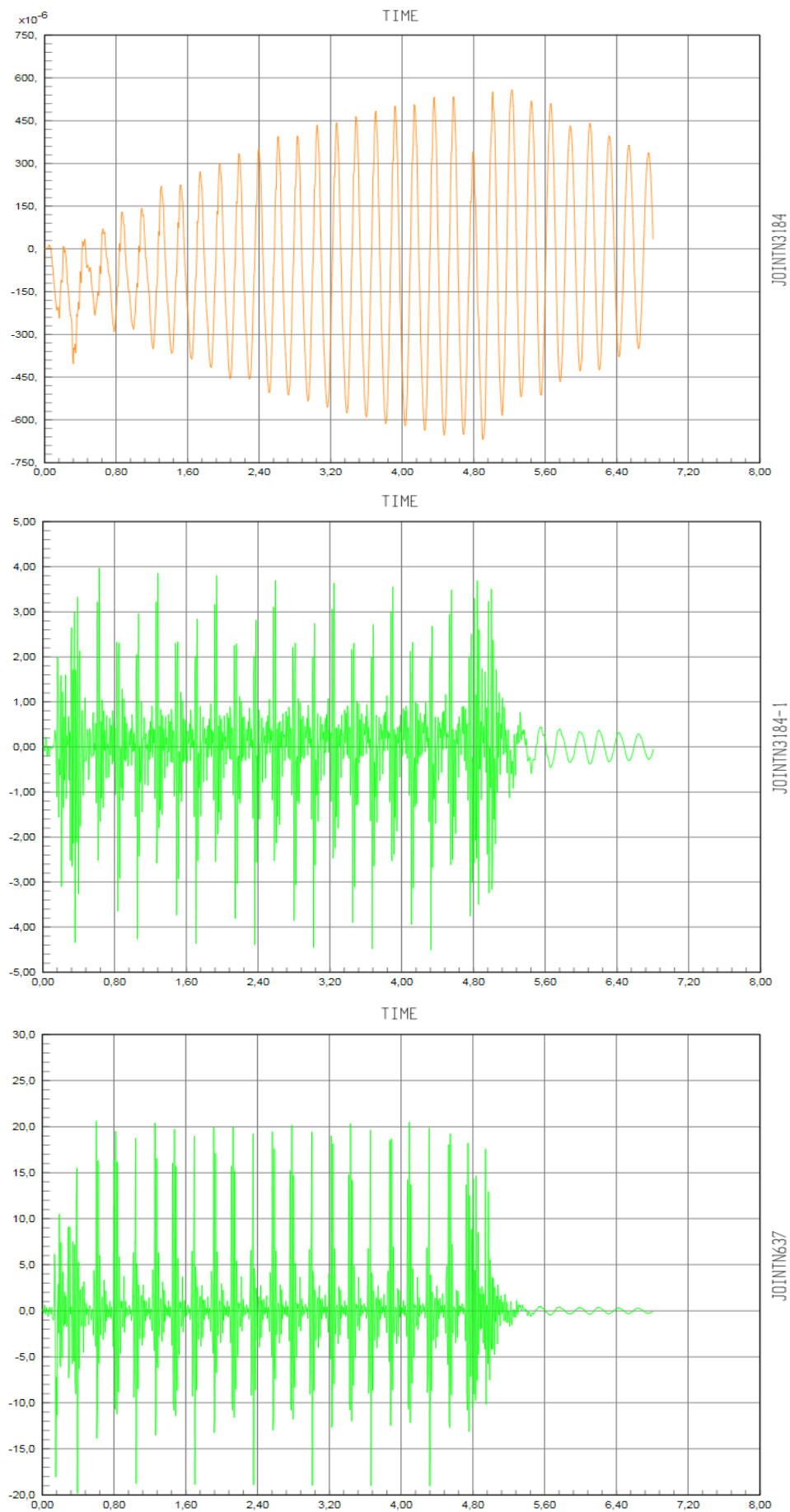
- Luz = 6 metros.



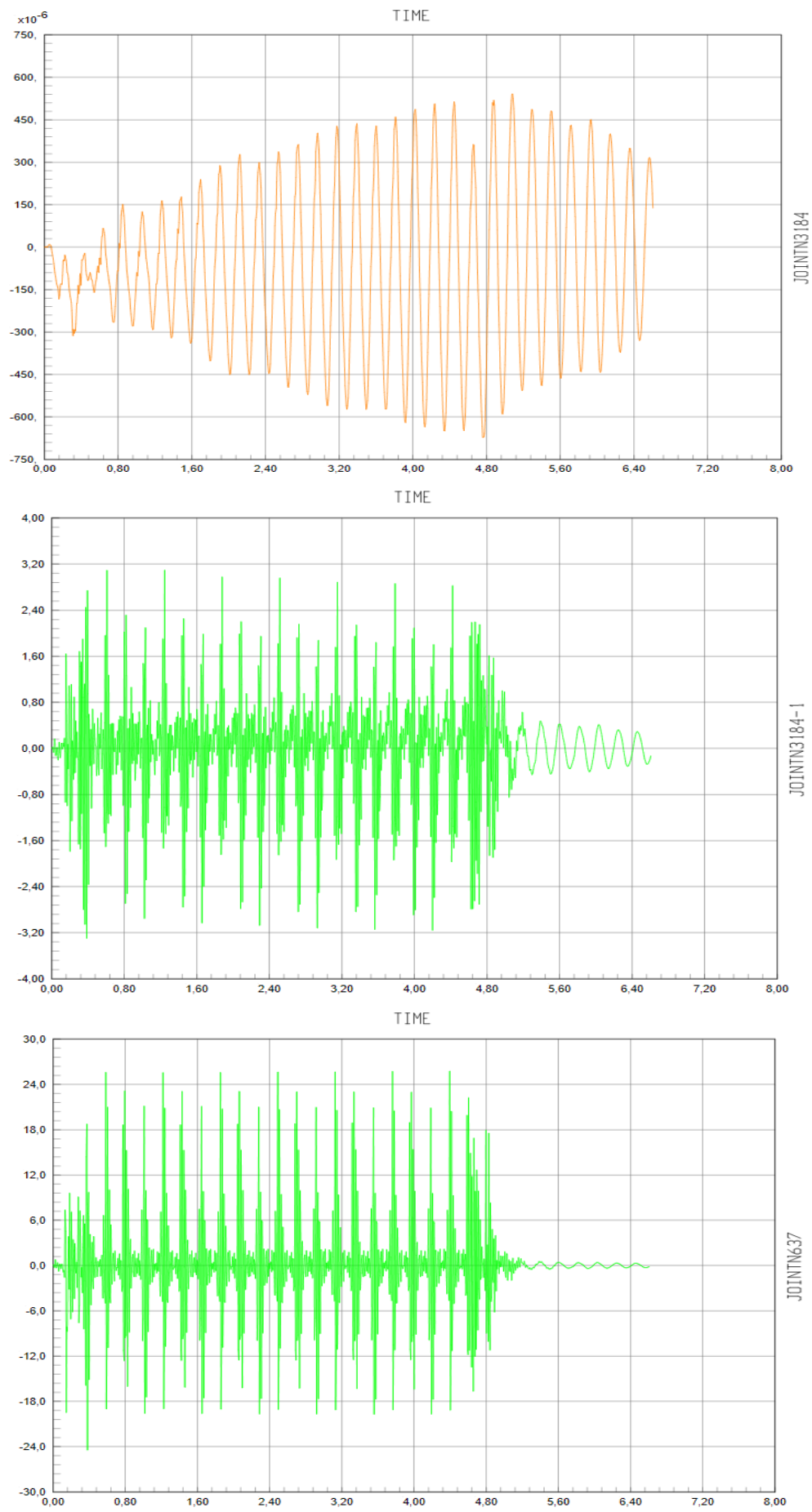
- Luz = 7 metros.



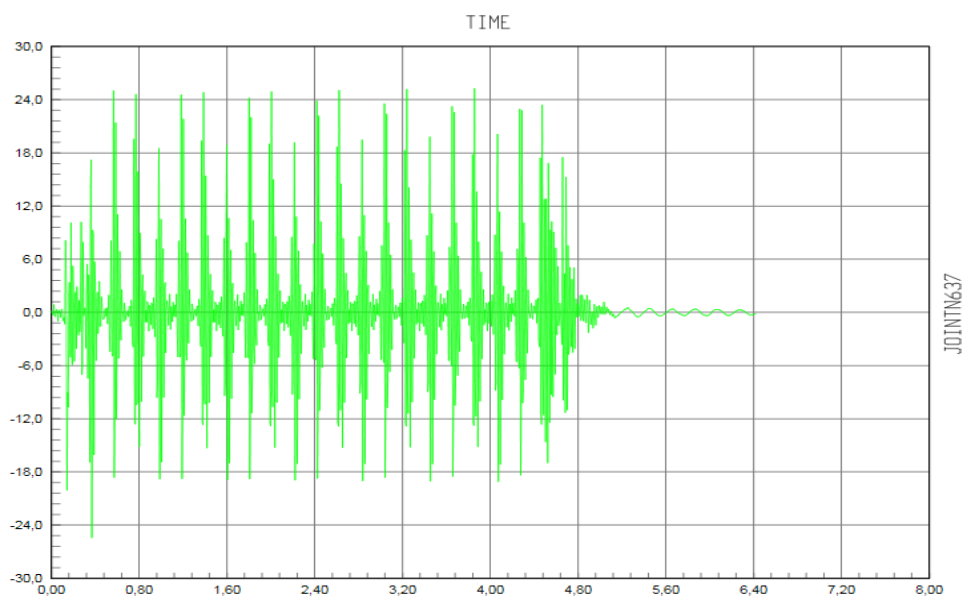
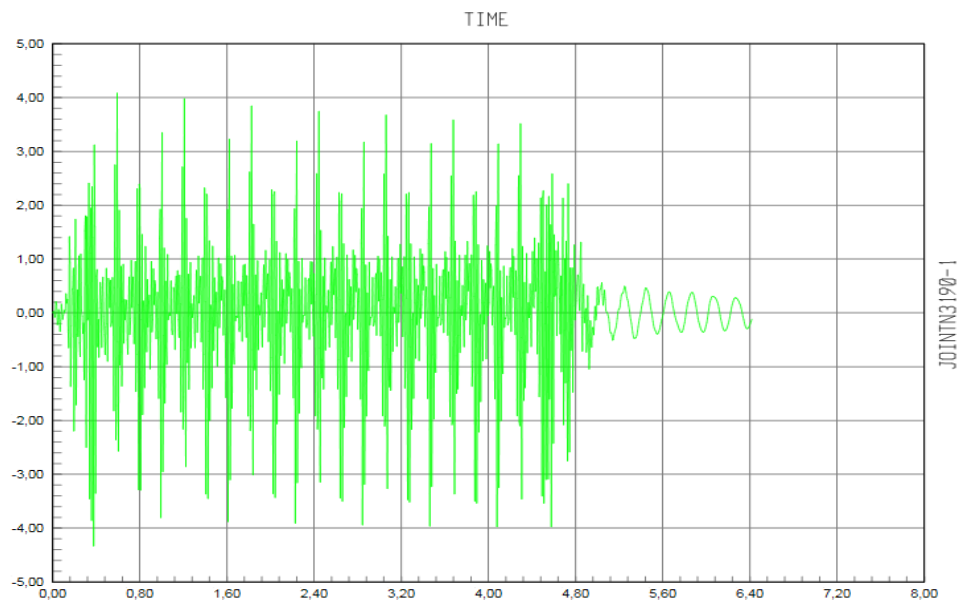
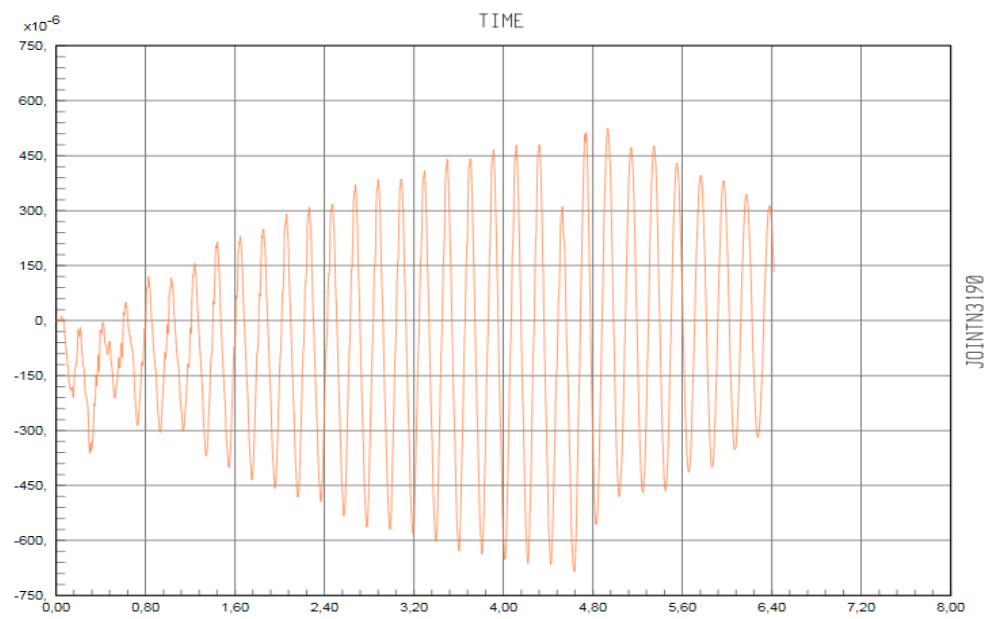
- Luz = 8 metros.



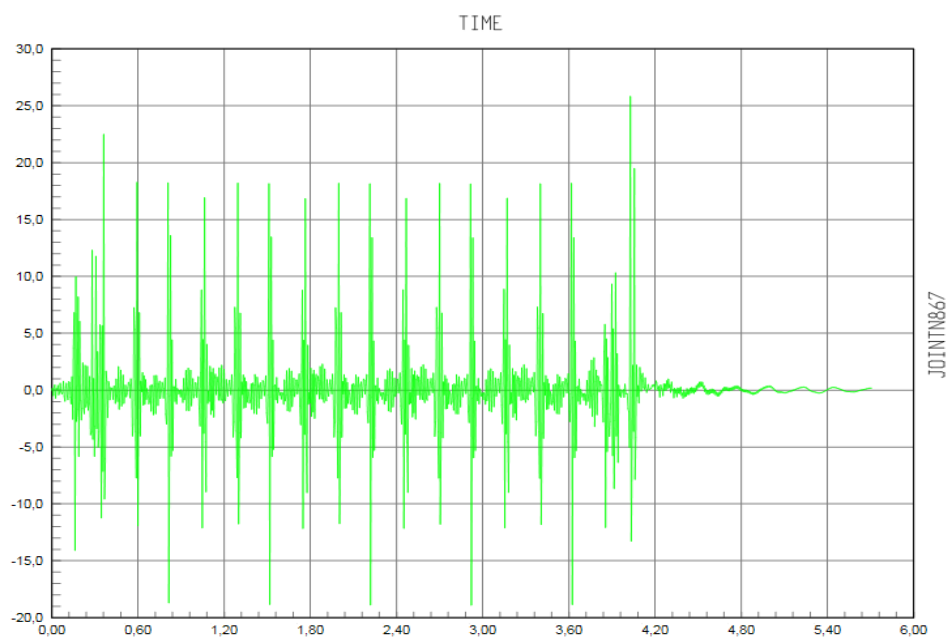
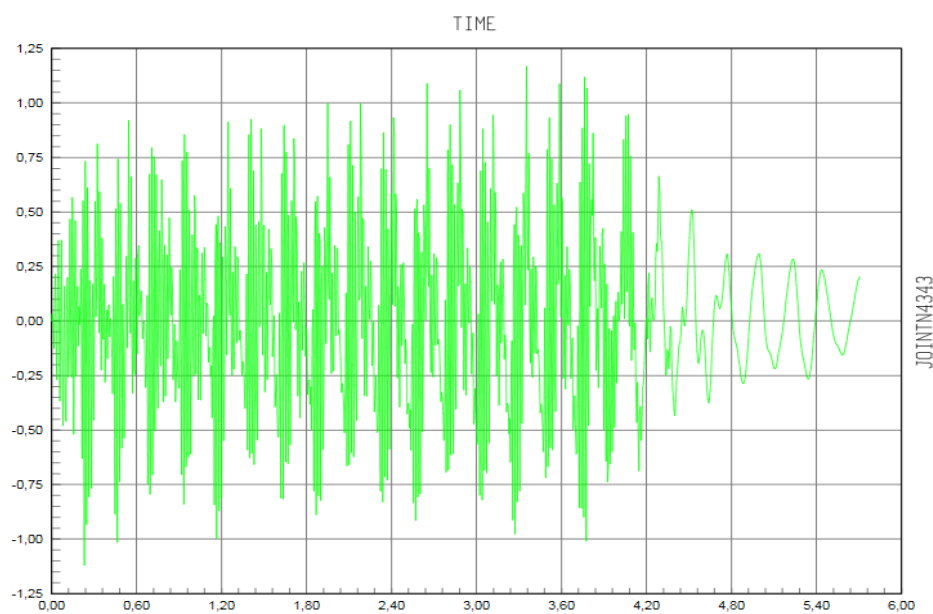
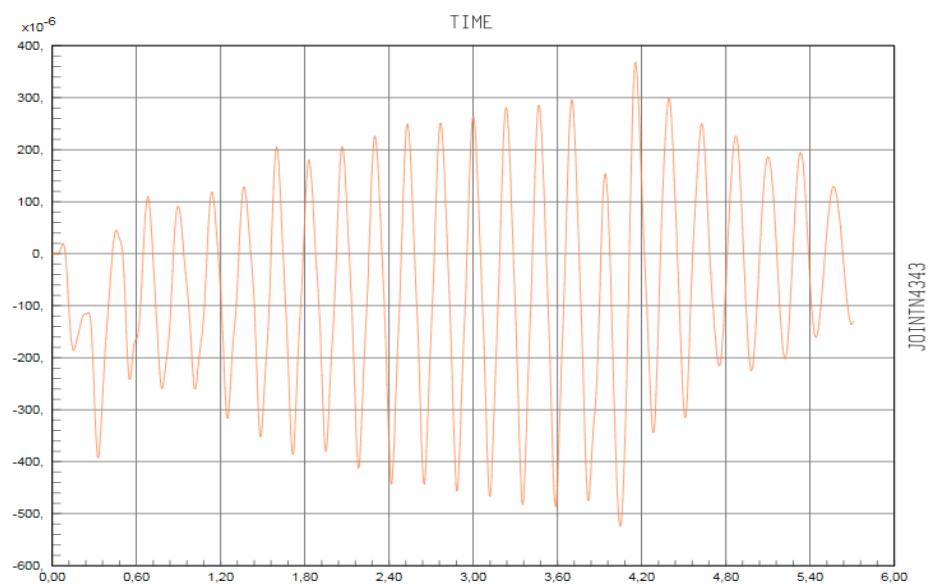
- Luz = 9 metros.



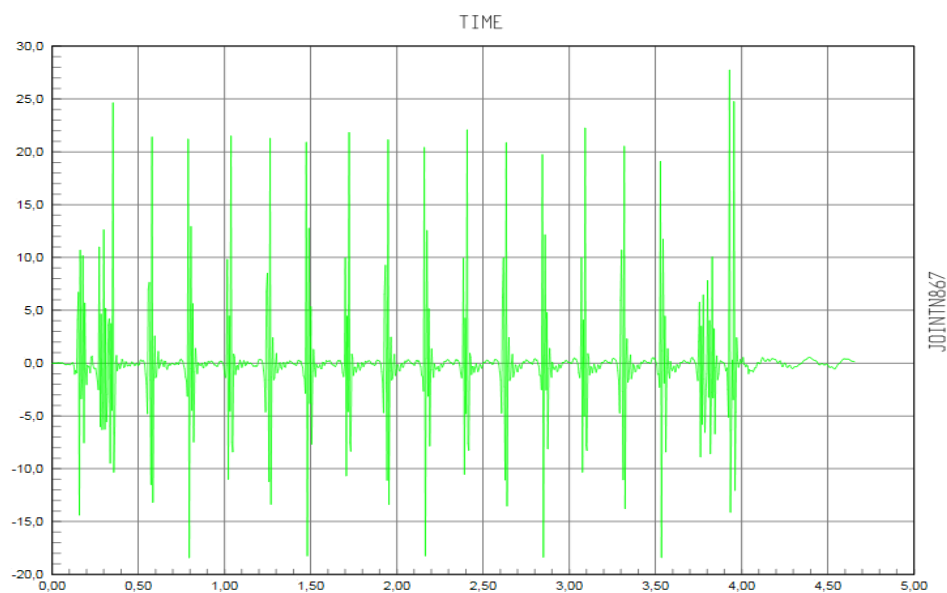
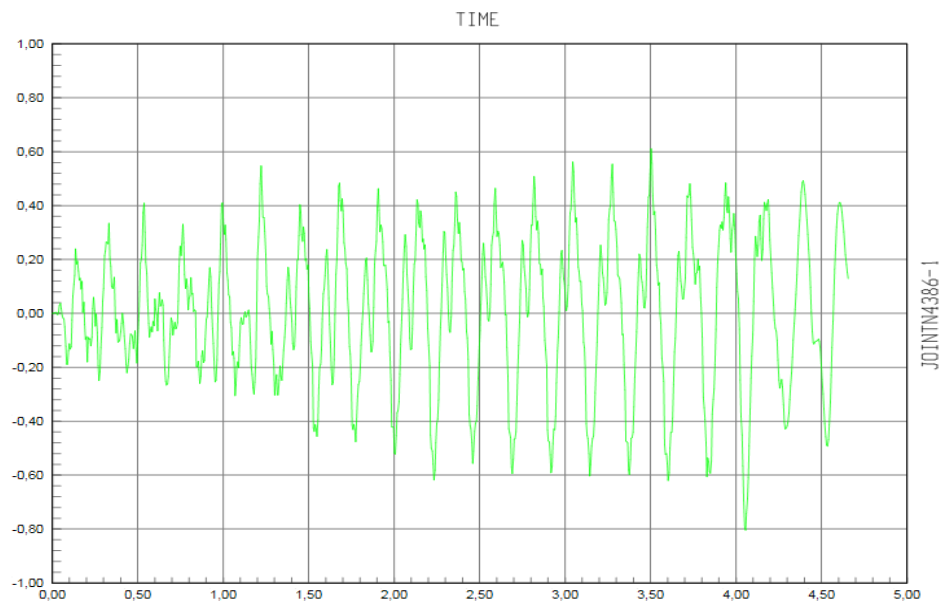
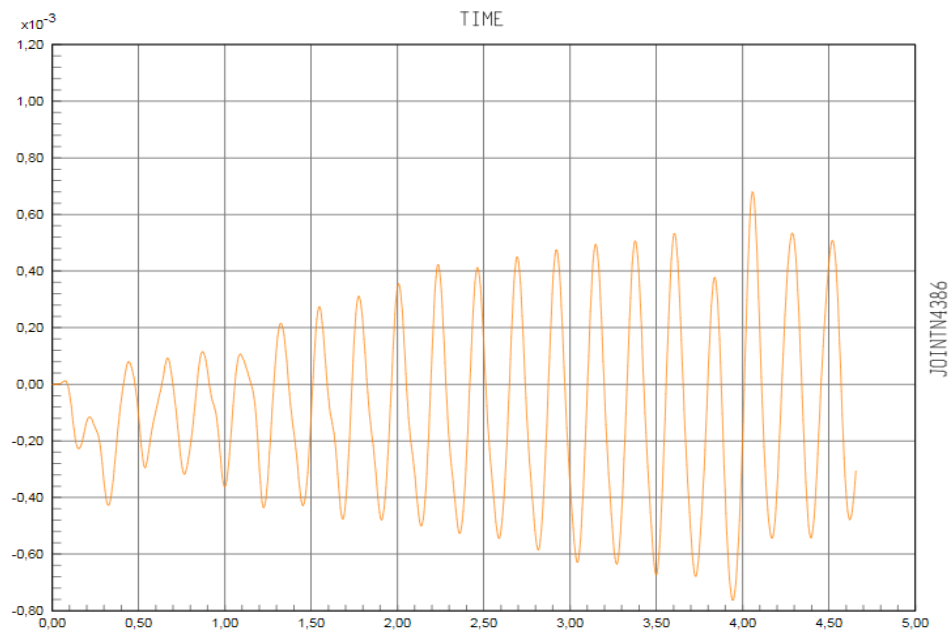
- Luz = 10 metros.



- Luz = 12 metros.



- Luz = 15 metros.



- Luz = 20 metros.

